

**UNIVERSIDAD SAN PEDRO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Propuesta estructural de edificación templo-casa  
pastoral, Urb. Popular Nuevo Sullana.**

**Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil**

**Autor:**

Zapata Criollo, Karin Junet  
Vega Yanayaco, José Luis

**Asesor:**

Flores Reyes, Gumercindo

Chimbote – Perú

2018

## **PALABRAS CLAVE**

Tema	Diseño Estructural de Acero y Concreto
Especialidad	Análisis Estructural

## **KEYWORDS**

Theme	Structural Design of Steel and Concrete
Specialty	Structural Analysis

## **LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

Código	Línea
1.0.	Ingeniería
2.0.	Ingeniería y Tecnología
2.1.	Ingeniería Civil

## **TÍTULO DE LA INVESTIGACIÓN**

Propuesta estructural de edificación templo-casa pastoral, Urb. Popular Nuevo Sullana.

## RESUMEN

El presente proyecto de investigación; se desarrolló el análisis y evaluación de los sistemas estructurales en el comportamiento a los materiales convencionales de la zona; como son: el acero, ladrillo, cemento; para lograr determinar las fuerzas de servicio (Momentos, Fuerzas Cortante y Fuerzas Axiales); sobre cada uno de los elementos que conforman el esqueleto estructural, por acción de las cargas de gravedad. Así mismo llegar a una propuesta estructural del templo - casa pastoral ubicada en el Urb. Pop. Nueva Sullana que esté acorde a las necesidades, actividades y confort que se pretende utilizar en este proyecto de edificación, con el apoyo de las normas técnicas peruanas se hará la verificación al momento del pre dimensionamiento de las estructuras a través del análisis estructural y así mismo se comprobara el comportamiento de los elementos estructurales mediante el uso del programa SAP 2000, posteriormente se hará una comparación de los diseños estructurales para obtener una propuesta económica y segura para posteriormente elaborar los planos específicos de las estructuras en el proyecto mencionado.

Se incluyeron 02 Muros de corte en dirección Y, se propuso en un inicio con sistema aporticado en ambas direcciones y en consecuencia las distancias de luces excedían, fomentando distorsiones fuera de rango admisible que debería ser a 0.007.

Para la cortante Basal estático en paralelo con el dinámico no fue necesario el factor sísmico en el espectro por ser mayor al 80% del estático en las dos direcciones.

La propuesta arquitectónica se dividió en dos bloques Bloque “A” y “B”;; la primera corresponde a tres niveles y la segunda a un solo nivel; por lo que para el bloque “B” se consideró una propuesta de cimentación de zapata combinada central con losa o platea de cimentación. El predimensionamiento tanto en vigas columnas se modificaron para que cumpliera, con los desplazamientos de las normas. Para el mismo bloque pero con una propuesta de acero; se llevó a cabo el empleo del acero A-36; en cuanto a los entrepisos se presentó propuesta de losa colaborante

## **ABSTRACT**

The current research project; the analysis and evaluation of the structural systems in the behavior to the conventional materials of the zone was developed; such as: steel, brick, cement; to determine the service forces (Moments, Cutting Forces and Axial Forces); on each of the elements that make up the structural skeleton, by the action of gravity loads. Likewise to arrive at a structural proposal of the temple - pastoral house located in the Pop. Nueva Sullana that is in accordance with the needs, activities and comfort that is intended to be used in this building project, with the support of the Peruvian technical standards. It will verify at the time of the pre-sizing of the structures through structural analysis and likewise verify the behavior of the structural elements by using the SAP 2000 program, later a comparison of the structural designs will be made to obtain an economic proposal and safe to later elaborate the specific plans of the structures in the mentioned project.

We included 02 cutting walls in Y direction, it was proposed at the beginning with system contributed in both directions and consequently the distances of lights exceeded, promoting distortions outside the admissible range that should be at 0.007. For the static Basal shear in parallel with the dynamic one, the seismic factor in the spectrum was not necessary because it was greater than 80% of the static in both directions.

The architectural proposal was divided into two Blocks "A" and "B"; the first corresponds to three levels and the second to a single level; so for the block "B" a proposal of foundation of combined central footing with slab or plateau of foundation was considered. The pre-dimensioning in both beams columns was modified to comply with the displacements of the standards. For the same block but with a steel proposal; the use of A-36 steel was carried out; As for the mezzanines, a slab proposal was presented.

## ÍNDICE

Palabras Clave – Key Words – Línea de Investigación . . . . .	i
Título de la Investigación . . . . .	ii
Resumen . . . . .	iii
Abstract . . . . .	iv
Índice . . . . .	v
Índice de Tablas . . . . .	vi
Índice de Figuras . . . . .	vii
Índice de Ilustraciones . . . . .	viii
Simbología y Abreviaturas . . . . .	x
I. Introducción . . . . .	1
II. Metodología . . . . .	24
III. Resultados . . . . .	27
IV. Análisis y discusión . . . . .	69
V. Conclusiones y Recomendaciones . . . . .	75
VI. Referencias Bibliográficas . . . . .	76
Agradecimientos . . . . .	78
Anexos y Apéndice . . . . .	79
Anexos N°1 Panel Fotográfico. . . . .	80

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE INDEPENDIENTE .....	21
TABLA 2 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE DEPENDIENTE .....	22
TABLA 3 .....	28
TABLA 4 CARGAS MÍNIMAS REPARTIDAS.....	32
TABLA 5 FACTORES DE ZONA .....	32
TABLA 6 E-030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	33
TABLA 7 PESOS UNITARIOS.....	33
TABLA 8 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES .....	33
TABLA 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA.....	35
TABLA 10 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTAS DE INFRAESTRUCTURA.....	36
TABLA 11 SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	37
TABLA 12 CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES .....	37
TABLA 13 ANÁLISIS DINÁMICO.....	38
TABLA 14 VERIFICACIONES POR CARGAS DE GRAVEDAD SOBRE LA ZAPATA COMBINADA, BLOQUE “A” .....	61

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: RESULTADO DE CALICATA 01 .....	27
FIGURA 2 RESULTADO DE CALICATA 02 .....	27
FIGURA 3 CAPACIDAD PORTANTE Y PRESIÓN DE TRABAJO C-1.....	30
FIGURA 4 CAPACIDAD PORTANTE Y PRESIÓN DE TRABAJO C-2.....	31
FIGURA 5 DATOS DEL PROBLEMA.....	38
FIGURA 6 DETERMINACIÓN DE LAS FRECUENCIAS CIRCULARES Y PERIODOS .....	39
FIGURA 7 CÁLCULOS DE LAS AMPLITUDES ( $\Theta$ ).....	40
FIGURA 8 COMBINACIÓN DE FUERZAS .....	41
FIGURA 9 DESPLAZAMIENTOS (XI).....	41
FIGURA 10 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL.....	41
FIGURA 11 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS .....	42
FIGURA 12 VIGAS EN EJE “X” LADO L.....	42
FIGURA 13 VIGAS EN EJE “X” LADO B .....	42
FIGURA 14 VIGAS EN EJE “Y” LADO L.....	42
FIGURA 15 VIGAS EN EJE “Y” LADO B .....	43
FIGURA 16 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA-PRIMER/SEGUNDO PISO.....	45



FIGURA 17 DISEÑO FINAL DE ALIGERADO-SEGUNDO PISO .....	46
FIGURA 18 DETALLE DEL ALIGERADO.....	46
FIGURA 19 DISTRIBUCIÓN DE ACERO EN COLUMNA 30 X 65 .....	47
FIGURA 20 DETALLE DE PLACA PL-1 CONFINADA EN LOS BORDES .....	51
FIGURA 21 DETALLE DE DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO HORIZONTAL Y VERTICAL .....	51
FIGURA 22 ESPECTRO DE ACELERACIÓN EJE “X” E “Y” .....	52
FIGURA 23 DERIVAS MÁXIMAS EJE “X” .....	53
FIGURA 24 DERIVAS MÁXIMAS EJE “Y” .....	53
FIGURA 25 COMPROBACIÓN DE DERIVAS .....	54
FIGURA 26 UBICACIÓN DE COLUMNAS Y PLACAS .....	55
FIGURA 27 UBICACIÓN DE CENTRO DE GRAVEDAD Y DENOMINACIÓN DE COLUMNAS Y PLACAS PARA DETERMINACIÓN DE EXCENRICIDADES DE LOS ELEMENTOS VERTICALES, BLOQUE “A” .....	56
FIGURA 28 DETALLE VIGA CIMENTACIÓN CON ZAPATA BLOQUE “B” .....	57
FIGURA 29 DETALLE DE CORTE VIGA DE CIMENTACIÓN .....	57
FIGURA 30 DETALLE DE ZAPATA Z-1 .....	57
FIGURA 31 DETALLE DE CIMENTACIÓN CORRIDA .....	58
FIGURA 32 DETALLE CIMIENTO CORRIDO 4-4, 5-5 .....	58
FIGURA 33 DETALLE DE DISTRIBUCIÓN FINAL DE ACERO-ESCALERA .....	59

FIGURA 34 DETALLE DISTRIBUCIÓN DE ACERO: TRAMO I, 2°-3° .....	59
FIGURA 35 DISTRIBUCIÓN FINAL DE ACERO: TRAMO II. 2°-3° .....	60
FIGURA 36 VÉRTICES PERIMÉTRICAS DE LA ZAPATA COMBINADA, BLOQUE “A” .....	62
FIGURA 37 GEOMETRÍA DEL TIJERAL.....	62
FIGURA 38 METRADO DE CARGA MUERTA-PROGRAMA SAP 2000 .....	62
FIGURA 39 METRADO DE CARGA VIVA-PROGRAMA SAP2000 .....	62
FIGURA 40 DISEÑO DE COLUMNAS DE APOYO EN ACERO .....	62
FIGURA 41 RESULTADOS SAP2000, COLUMNAS 30 X 50 CM.....	62
FIGURA 42 CUADRO DE COLUMNA EN BLOQUE “B” .....	62
FIGURA 43 DISEÑO DE VIGUETAS DE CELOSÍA EN TIJERALES.....	62
FIGURA 44 DISEÑO DE VIGUETAS TIPO I, TIPO II.....	62
FIGURA 45 DISEÑO TIPO I; SE PRESENTA AL MEDIO TIJERAL QUE ES SIMÉTRICO RESPECTO AL EJE CENTRAL .....	62
FIGURA 46 MODELO ETABS-PÓRTICOS DE ACERO, BLOQUE “A”.....	62
FIGURA 47 VERIFICACIÓN DE LOS PERFILES EN EL SOFTWARE ETABS .....	62

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### ILUSTRACIÓN 1 EXCAVACIONES EN TERRENO DE PROPUESTA

ESTRUCTURAL ..... 81

ILUSTRACIÓN 2 CALICATA 01 ..... 62

ILUSTRACIÓN 3 CALICATA 02 ..... 81

## **SIMBOLOGÍA Y ABREVIATURAS**

As	: Refuerzo Iterativas para el diseño de vigas
Ag	: Área de la sección
C	: Factor de Ampliación Sísmica
CM	: Carga Muerta
CP	: Contrapaso
CQC	: Combinación cuadrática completa
CS	: Carga por Sismo
CV	: Carga Viva
CW	: Carga Última
CT	: Coeficiente para estimar el periodo predominante
Es	: Módulo de Elasticidad del Acero
Ec	: Módulo de Elasticidad del Concreto
F'c	: Resistencia a la compresión del concreto
Fr	: Módulo de ruptura
Fy	: Resistencia a la influencia del acero
Ig	: Inercia de la sección bruta
L	: Luz
Ldb	: Longitud de Desarrollo Básica
Ln	: Longitud Libre
LRFD	: Load And Resistance Factor Design Diseño por Factores de Carga y Resistencia
M	: Momento
Mcr	: Momento de agrietamiento
Mn	: Resistencias nominales

$M_u$	: Momento Último
$P_o$	: Carga Axial Máxima
$P_b$	: Cuantía balanceada
$r$	: recubrimiento
$R$	: Coeficiente d Reducción
$S$	: Parámetro del Suelo
$S/C$	: Sobrecarga
$S_{\text{máx}}$	: Espaciamiento máximo
$T$	: Periodo fundamental de la estructura en cada dirección
$U$	: Coeficiente de Uso
$V$	: Fuerza Cortante
$V_c$	: Fuerza de corte que toma el concreto
$V_n$	: Cortante nominal
$V_s$	: Fuerza que toma el acero
$V_u$	: Resistencia requerida por corte en sección analizada
$V_{us}$	: Fuerza cortante amplificada de entepiso
$W_u$	: Combinación de Cargas
$Y_t$	: Distancia del eje centroidal
$Z$	: Factor de Zona
$\emptyset$	: Diámetro de acero longitudinal asumido
$\Sigma P_u$	: Suma de cargas
$\Delta_o$	: Deformación relativa

## I. INTRODUCCIÓN

Este proyecto de investigación está fundamentado en una recopilación de antecedentes que demuestran el empleo del diagnóstico y la aplicación de métodos eficaces en la corrección y control de cargas admitidas juntamente con simulaciones con el empleo de software para determinar una adecuada infraestructura.

El objetivo de este proyecto es elaborar la propuesta estructural al templo-casa pastoral ubicado en el Urb. Popular Nueva Sullana.

Por lo que es indispensable conocer el comportamiento de los materiales antes las posibles cargas y uso de la infraestructura, con el fin de lograr su eficacia en la aplicación no experimental.

Se abordaron antecedentes internacionales, descritos a continuación:

Bairán & Moreno (2014), en el trabajo de tesis final de master de ingeniería estructural y de la construcción “Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“push-over”)”, llegaron a las siguientes conclusiones: Evalúan el daño tomando en cuenta la capacidad de cedencia y última de la estructura, por lo que es una metodología que considera la fragilidad y capacidad de la edificación. Contempla además, la pérdida de rigidez de la edificación a través del parámetro FH como un factor más de causa de daño a parte de la ductilidad. Por último, considera el efecto que tiene el desfase de la curva de capacidad bilineal de capacidad con respecto a la curva de capacidad a través del parámetro A1.

A través del proceso de calibración de nuevas expresiones de umbrales de daño se pudo observar que, el parámetro que más incide en el estado de daño leve es la ductilidad última de desplazamiento, seguido por el parámetro de endurecimiento FH y por último, la relación  $2A1/(V_{dy})$ .

Llano Iza, A. (2015), Proyecto previo a la obtención del título de ingeniero civil mención estructuras, Diseño estructural de una edificación de seis pisos mediante un análisis lineal controlado por derivas inelásticas y una comprobación con un análisis estático no lineal, aplicando la técnica de pushover”, concluyendo en los siguiente:

Los resultados de esta investigación, en el desplazamiento inelástico proveniente del análisis lineal es igual a 0.20 m; mientras que el valor promedio de desplazamiento en el nivel CP (Collapse Prevention) dentro de NSP, de todos los modelos realizados, es igual a 0.8 m. con esto se podría afirmar que el análisis lineal no se puede conocer el nivel de daño de la estructura, cuando ha alcanzado su desplazamiento de control. Por ende no se puede realizar una validación del análisis lineal a través del NSP, ni viceversa; lo que se pretende con esta investigación es verificar, dentro del NSP, el desempeño estructural.

Según lo investigado se determina dentro del NSP, que el nivel de desempeño de la estructura correspondiente al rango IO (Immediate Occupancy), puesto que aproximadamente el 44% de rótulas plásticas de todos los modelos realizados, alcanzan el nivel de desempeño IO; mientras que el resto de rótulas se encuentran en el rango elástico todavía.

Otro muestra que existe una significativa variación entre el valor del cortante en el punto de desempeño y cuando alcanza el nivel de desempeño CP (Collapse Prevention) en todos los modelos realizados por consiguiente se determina que la estructura puede soportar un 12% más de corte basal antes de ingresar en niveles de desempeño inaceptables.

Las diferentes curvas de capacidad presentadas, la estructura alcanza su punto de colapso aproximadamente en 0.38 m. sin mostrar cambios de existencia significativos (es decir que ninguna rótula plástica ha alcanzado el punto D). Este comportamiento se justifica por el refuerzo de confinamiento que presenta vigas y columnas, que permiten que la resistencia global de la estructura decrezca en forma suave.

La transcendencia de las zonas plásticas en las estructuras, puesto que en un modelo lineal, sin mecanismos de disipación de energía solo se necesita de 10 ciclos de carga para alcanzar el mismo desplazamiento de control; esto indica que la estructura con zonas plásticas disipa adecuadamente la energía sísmica.

Existen aproximadamente un 4% de variación del corte basal entre otros los modelos realizados; dicha variación no es muy significativa, por ende se pueden utilizar zonas plásticas al 5% o al 2.5%; la decisión está en función del punto de vista económico.

Las zonas plásticas al 2.5% optimizan el diseño estructural sin disminuir considerablemente la capacidad de la estructura.

La variación del cortante y desplazamiento en los puntos de desempeño y en los puntos CP, de los puntos CP, de los modelos que se realizan dentro del NSP, presentan los siguientes resultados:

Variación de cortante (punto desempeño)	4.4%
Variación de desplazamiento (punto desempeño)	1.2%
Variación de cortante (punto CP)	54%
Variación de desplazamiento (punto CP)	9.5%

Estos resultados indican que las zonas plásticas, son más influyentes, en la edificación de análisis, cuando se alcanza el nivel de desempeño CP.

Se observa que la formación de rótulas plásticas comienza en las vigas y posteriormente en la base de las columnas del primer piso; por consiguiente el sistema estructural que se analiza en esa investigación, se considera eficiente y disipa correctamente la energía sísmica.

Se puede concluir que para aumentar la capacidad de la estructura que se analiza en la presente investigación, se debe reforzar las vigas tercer nivel, ya que en este piso se producen los primeros niveles de desempeño inaceptable de la estructura.

El método de las dovelas que se presenta en el ASPD, da buenos resultados para los punto Ay Y. del diagrama momento curvatura, pero para el punto U las ecuaciones del método de las dovelas no son confiables, ya que no es consistente que los valores de curvaturas sean iguales para el punto Y y U; por tal motivo este método debe ser combinado con otra metodología para realizar correctamente el diagrama momento curvatura.

También se consideró antecedentes locales descritos a continuación:

Alvitres R., y Enciso E- (2011), tesis para optar el título de ingeniero civil “Elaboración del proyecto de una vivienda multifamiliar de siete niveles, en el sector la encalada distrito Víctor Larco – Trujillo.”, llegaron a las siguientes conclusiones: La edificación se diseñó como un Sistema Estructural Dual, porque las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La inclusión de varios muros de concreto armado ayudó a controlar los desplazamientos laterales, éstos pueden verse en el capítulo de resultados de análisis estructural,



concluyendo que en ambos sentidos están por debajo de la tolerancia 0.70% que determina la norma E-030 para edificios de concreto armado. Muros estructurales tomarían más del 80% del cortante producido por el sismo. Placa en el eje (X-X) porcentaje absorbido 80.38%, placa en el eje (Y-Y) porcentaje absorbido 86.46%, se concluye que los muros absorben más de 80% de la cortante de sismo, dejando a los pórticos solo un 20%., además el valor de  $R_d$  (7) usado es correcto, porque cumple, que la cortante tomado por las placas, es mayor al 80% del cortante total. Nuestra edificación cumple con los valores establecidos por la Norma E-030, por lo que nuestra estructura es básicamente regular, es decir, regularidad en altura y en planta, presentando menor probabilidad de ser afectados por el sismo ya que no existe en ellas un cambio de rigidez. Del estudio de Mecánica de suelos se obtuvo una capacidad portante admisible de 1.12 Kg/cm<sup>2</sup>. El diseño de la cimentación superficial, se proyectó, teniendo en cuenta la capacidad portante del terreno y la naturaleza de la edificación. Eligiéndose Losa de cimentación con Viga de Cimentación porque el área de zapatas necesarias es mayor que la mitad del área de cimentación. Se determinó la deflexión instantánea y diferida en la sección central de viga para un período mayor a 5 años. Para la viga V-111 eje c (4-5), generando flecha total a largo plazo de 0.018cm menor a la flecha máxima de 0.75cm permitida por el código de ACI. Se determinó, en lugar de usar sistema hidroneumático, usar sistema de equipo de bombeo, Electrobomba 10HP contra incendio y electrobomba jockey 2.5HP, por razones económicas y que además se ha concluido que dicha instalación aligera el peso de la Estructura que debió instalarse en tanque elevado. Total de carga a contratar es de 11 316.91 Watts, para departamentos típicos. El proyecto asciende a la suma de 1'670,350.05 nuevos soles. El proyecto está programado para 9.5 meses de ejecución.

Cerna, M. y Galicia W, (2010), en su investigación premio Antenor Orrego titulado “Vida útil en estructuras de concreto armado desde el punto de vista de comportamiento del material”, concluyeron: Los Efectos de la Corrosión sobre el Acero de Refuerzo consiste en la pérdida de la sección y disminución de su resistencia mecánica. Los Efectos de la Corrosión sobre el Concreto consisten en manchas, grietas y desprendimientos o deslaminaciones en la superficie. Estos efectos condicionan la durabilidad de una estructura de concreto armado. El concreto armado es un material mixto que optimiza las propiedades del acero y del concreto, poniendo

a disposición de arquitectos e ingenieros civiles un material de elevada resistencia mecánica y al fuego, de bajo costo, adaptable a varias formas geométricas. Una estructura de concreto armado, bien diseñada y fabricada de acuerdo a los códigos de buena práctica debería tener una durabilidad ilimitada. En las situaciones en las que la corrosión compromete la durabilidad de una estructura, el estado actual del conocimiento, permite su diagnóstico y la aplicación de métodos eficaces de prevención, corrección, reparación, rehabilitación y control. Para las estructuras nuevas, se deberá tener mucho cuidado en los agregados y el agua que se usarán para la producción del concreto. La cantidad elevada por daño por Eflorescencia nos indica la presencia de agregados contaminados. El P.J. Villa María es la zona más crítica debido a los índices altos de daños y fallas que presentan las estructuras en esta zona.

Delgado, R. y Rodríguez, C. (2006), tesis para optar el título de ingeniero civil “Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada”, llegaron a las conclusiones: Los emdl se encuentran apoyados sobre plateas superficiales de 20 a 25 cm de espesor, construidas sobre rellenos controlados de ingeniería. El sistema estructural es de muros portantes delgados de concreto armado (10 ó 12 cm) con una malla electrosoldada central y en los extremos varillas de refuerzo adicional sin confinar de acero de grado 60. Para el sistema de techos se utilizan losas macizas de concreto con espesores de 10 y 12 cm, reforzadas con mallas electrosoldadas y bastones. En base a la opinión de expertos peruanos se obtuvieron curvas de fragilidad y matrices de daño para edificios de ductilidad limitada de 5 y 7 pisos. Los resultados indican que los EMDL típicos de 5 y 7 pisos, quedarían con daño irreparable ( $FDM > 60\%$ ) para intensidades mayores o iguales a IX MM. En el caso de sismos frecuentes (50 años de periodo de retorno), los resultados muestran que el daño sería reparable, con un Factor de Daño Medio (FDM) del orden de 15%. En el caso de sismos raros (500 años de periodo de retorno), los resultados indican que estos edificios presentarían un daño reparable con un FDM de alrededor de 50%. En el caso de sismos frecuentes (50 años de periodo de retorno), los resultados muestran que el daño sería reparable, con un Factor de Daño Medio (FDM) del orden de 15%. En el caso de sismos raros (500 años de periodo de retorno), los resultados indican que estos edificios presentarían un daño reparable con un FDM de alrededor de 50%. La comunidad de ingenieros peruanos espera un buen desempeño sismorresistente para

los EMDL, comparable al de otros sistemas estructurales peruanos. Aunque alentadora, esta opinión debería ser revisada mediante nuevos estudios tanto teóricos como experimentales. A pesar que los resultados indican que el daño en estos edificios podría ser similar al de otras edificaciones, el costo de reparación podría ser difícil de manejar para familias de escasos recursos económicos, que en muchos casos adquirieron sus departamentos con hipotecas a largo plazo. El gobierno debería desarrollar planes de contingencia para organizar y facilitar la reparación de los emdl en la eventualidad de un sismo severo.

Guevara, I. y Vera, E. (2013), en la tesis para obtener el título de ingeniero civil “Diseño de un edificio de concreto armado de 6 pisos con semisótano para un hotel-restaurant-ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, provincia Santa”, llegaron a la siguiente conclusión: Los criterios de estructuración y pre dimensionamiento recibidos en los cursos de Concreto armado permitieron definir la estructura del edificio y diseñarla para lograr un comportamiento ante un sismo. El pre dimensionamiento de los elementos estructurales constituye solamente un punto de partida para el diseño final, no debiéndose de ninguna manera ser tomados en cuenta como diseño final sin antes haber hecho las verificaciones y cálculos respectivos de acuerdo a las condiciones de cargas sobre dichos elementos. Para el pre dimensionamiento el peralte de las vigas se utilizó un valor entre  $L/10$  y  $L/12$ , lo que permitió armar las vigas sin congestión de acero. La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño. Al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real. La configuración de la arquitectura de este edificio nos permitió fijar un sistema sismo resistente basado en placas para el uso de calzadura en el semisótano, sin embargo, también se pudo optar por un sistema más tradicional basado en vigas y columnas que

forman pórticos lo cual proporcionan un buen diseño estructural. El diseño y dimensionamiento final de los elementos estructurales deberán tener en cuenta las restricciones propias de los procesos constructivos, así como los posibles problemas presentados durante la construcción sobre todo en los límites del terreno. En cuanto al diseño por corte de las vigas, en la mayoría de los casos, el espaciamiento de los estribos está gobernado por las reglas de confinamiento para vigas sismo resistente. La teoría del análisis estructural afirma que en edificaciones compuestas por placas, no deberían producirse desplazamientos laterales importantes al aplicárseles cargas de gravedad, debido a la gran rigidez lateral que poseen las placas. Para el diseño de los diversos elementos estructurales se empleó el Diseño por Resistencia. Este método permite ajustar los factores individuales de carga (factores de amplificación) para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga. Asimismo, pueden ajustarse los factores de reducción de resistencia ( $f$ ) a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, torsión, etc.) y la resistencia misma ( $R$ ) en cada caso, se calcula considerando explícitamente la acción inelástica de las cargas amplificadas.

Para cualquier elemento estructural, su resistencia real debe ser lo suficientemente elevada para resistir, siempre con un margen de reserva, todas las cargas previsibles que pueden actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, evitando que se presente su falla o cualquier otro inconveniente que pueda poner en riesgo la estabilidad global de la estructura.

Gamboa, M. y Asareto, A. (2014), en la tesis para obtener el título de ingeniero civil “Análisis sísmico comparativo entre el reforzamiento tradicional con placas y el sistema de reforzamiento con disipadores de fluido viscoso para el edificio administrativo “centro empresarial Intisuyo” en el distrito de San Miguel”, llegaron a la siguiente conclusión:

En la estructura reforzada con placas, el periodo de vibración se ha disminuido en 52% con respecto a la estructura inicial aporticada, mientras que la estructura reforzada con disipadores de fluido viscoso ha conservado el periodo de vibración inicial. Esto se debe a que la incorporación de placas incrementa la rigidez de la estructura y los dispositivos viscosos la mantienen flexible. Se puede observar en el balance de energía que el sistema de reforzamiento tradicional no disipa la energía del

sismo, sino que la transmite a las placas, columnas y a la cimentación, lo que genera severos daños en dichos elementos estructurales. Por el contrario, el sistema de reforzamiento con dispositivos de fluido viscoso disipa la energía aproximadamente en 85%, lo cual disminuye los daños en la edificación. La incorporación de dispositivos de fluido viscoso conserva un nivel estable de aceleración en la estructura, lo cual evitará el colapso ante un sismo severo. Una cantidad de energía de entrada es disipada por la acción inelástica de los elementos estructurales y una importante cantidad la disipan los disipadores de energía. Al incorporar dispositivos viscosos de energía los esfuerzos cortantes y los momentos flectores en la estructura disminuyen a costa de un incremento en la carga axial de las columnas conectadas a los dispositivos de amortiguamiento. Por otro lado, en la estructura reforzada con placas. Además de incrementar la fuerza axial, incrementa la fuerza cortante. Se concluye que la incorporación de disipadores en la estructura disminuye la fuerza cortante en un porcentaje promedio de 60%, además, se puede notar que los porcentajes de variación con respecto a la estructura aporticada varían de forma ascendente conforme se incrementan los niveles de la edificación. De los resultados de los desplazamientos laterales máximos obtenidos se concluye que la aplicación de los disipadores viscosos disminuyen los desplazamientos en un rango de 40% a 45%. Sin embargo, la edificación reforzada con placas tiene un mayor porcentaje de disminución de desplazamientos que es aproximadamente 60%. Esto se debe a que las placas proporcionan mayor rigidez a la estructura. Se puede concluir que la estructura reforzada con placas posee un porcentaje de variación mayor en los niveles inferiores y este porcentaje va disminuyendo conforme a la altura de la edificación, mientras que la estructura con disipadores viscosos incorporados mantiene un porcentaje de variación promedio de 45%. Esto se debe a que las placas absorben más energía en los pisos inferiores, ya que se encuentra más cercanos a la cimentación, por el contrario, los disipadores presentan un trabajo continuo a lo largo de la estructura que permite que haya una variación promedio. De los resultados de las derivas obtenidas se concluye que ambos tipos de reforzamiento disminuyen la distorsión de entrepiso con respecto a la estructura inicial, esto permite cumplir con la Norma de Diseño Sismo-Resistente. Sin embargo, la metodología de diseño por desempeño en estructuras con disipadores de energía publicado por el comité Visión 2000 permite controlar directamente el daño a partir de una deriva objetivo dependiendo del número

y propiedades del amortiguador que se usará. Se concluye que el comportamiento de la estructura con reforzamiento tradicional frente a un sismo severo es disipar la energía en sus elementos principales, lo que genera daños en dichos elementos y en algunos casos la inhabilitación de la estructura. Por otro lado, la estructura con disipadores absorberá la energía reduciendo significativamente las deformaciones y daño estructural, lo cual permitirá la funcionalidad de la estructura después del sismo. Se puede concluir que la edificación reforzada con placas genera mayores costos de reparación (mano de obra, supervisión, materiales de construcción, etc.) debido a los daños ocasionados en la estructura después del sismo. Mientras que la edificación con disipadores viscosos incorporados no requiere mantenimiento, por lo cual, no genera costos adicionales post-sismo.

Guzmán, G. (2013), en la tesis para optar el título de ingeniero civil “Análisis y diseño estructural con interacción suelo estructura (ise) del edificio multifamiliar “buena vista” en la ciudad de lima con un sistema dual para un sismo severo con amortiguamiento del 2% y secciones de muros agrietados”, llegó a las siguientes conclusiones: Los resultados manifiestan que en la transición del Modelo Normativo Empotrado al Modelo de Interacción Suelo Estructura (Barkan-Savinov) se presenta un aumento de los periodos así como de los desplazamientos con reducción de las fuerzas máximas, confirmando el correcto desarrollo de la hipótesis de la Interacción Suelo Estructura. El porcentaje de aumento de los períodos de vibración del Modelo Normativo Dinámico Empotrado con respecto al Modelo Normativo Estático Empotrado, es del orden de un 28% aproximadamente, mientras que para el Modelo Dinámico Interacción Suelo Estructura presenta un aumento del 50% aproximadamente. En la transición del Modelo Normativo Estático Empotrado al Modelo Normativo Dinámico y Modelo Dinámico con Interacción Suelo Estructura, se corroboró el aumento de los desplazamientos. Dicho aumento se debe a la incorporación de la hipótesis de Interacción Suelo Estructura, la cual confiere ciertas características de rigidez, masa y grados de libertad a la cimentación. Se identificó la reducción de las fuerzas actuantes en los modelos con Interacción Suelo Estructura con respecto a los modelos empotrados. Dicha reducción representa un 6% aproximadamente de las fuerzas durante el ‘Sismo Y’. Así mismo, ésta reducción de las fuerzas máximas, representa un impacto en el diseño de los elementos de corte, tales como los muros estructurales. La modelación estructural en el software ETABS

y su posterior diseño cumplen con lo establecido en el presente Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Debido a las irregularidades tanto en planta como en elevación, así como la presencia de una garganta en los últimos pisos de la edificación, la estructura desarrolla un comportamiento irregular en la dirección del “Sismo Y”, lo cual se pudo apreciar en las gráficas de los desplazamientos obtenidos. Además, el edificio presenta estrechamientos de comportamiento flexible en algunos pisos debido a la baja distribución de inercia. El comportamiento flexible de la estructura tiene un impacto directo en los resultados obtenidos por medio de la “Envolvente”. Por lo que la optimización del diseño de los elementos de corte no representa el mismo porcentaje obtenido en la reducción de las fuerzas máximas. El comportamiento estructural de los modelos analizados con características adicionales propuestos por especialistas del área de investigación de la Ingeniería Sismorresistente, satisfacen todos los requisitos reglamentarios de acuerdo al control normativo del RNE. El diseño estructural de los elementos de corte se realizó para cada caso modelado debido a la variación de las fuerzas de “Sismo X” y “Sismo Y”. De esta manera, se logró optimizar la cantidad de acero en los elementos y asegurar el correcto comportamiento estructural. El diseño personalizado otorga cierta flexibilidad en el momento que se trabaja con las 9 combinaciones de cargas planteadas de acuerdo a los diferentes criterios presentados por el RNE. El 42% de los muros estructurales cumplen de manera holgada con los esfuerzos a los que son sometidos durante un evento sísmico, además de ser diseñados estructuralmente considerando la “Envolvente Max”, con lo cual, nos encontramos frente al peor de los escenarios planteados por el RNE.

Ipanaqué, G. Silva, D. (2009), para optar el título profesional de ingeniero civil “Interacción sísmica suelo – estructura en edificaciones aporticadas”, llegaron a las siguientes conclusiones: La verificación de la reducción de esfuerzos en los muros de albañilería, debido a que parte de la energía generada por el sismo en la estructura, será absorbida ahora por el suelo de fundación, llevando a un mejor comportamiento estructural. La verificación de la ampliación de esfuerzos en los primeros niveles de la edificación, en los diferentes elementos estructurales (solo los que forman pórticos): vigas y columnas, comprobando así las teorías de muchos investigadores sobre la distribución de los esfuerzos ya sea en la estructura y en la cimentación. Análisis Estático: Aumento significativo en los periodos de vibración en un 20% y

Disminución significativa en las frecuencias de vibración en un 16% de la estructura, y que se hace más significativo a mayor altura. Análisis Dinámico: Aumento significativo en los periodos de vibración en un 20% y Disminución significativa en las frecuencias de vibración en un 17% de la estructura, y que se hace más significativo a mayor altura. Análisis Estático: Aumento en los desplazamientos horizontales en un 30% y 40% al analizar la edificación en los ejes XX y YY, respectivamente. Análisis Dinámico: Aumento en los desplazamientos horizontales en un 13% y 12% al analizar la edificación en los ejes XX y YY, respectivamente. Análisis Estático: Aumento en los cortantes basales en un 14% en Edificaciones Mixtas (pórticos más muros de albañilerías). Este porcentaje disminuye entre más alto es el edificio. En elementos de estudio: Las vigas aumenta en un 36% en cortantes y 16% en momentos, en las columnas aumenta en un 27% en cortantes y 22% en momentos y en los muros de albañilería disminuye en un 21% en cortantes y 23% en momentos. Análisis Dinámico: Aumento en los cortantes basales 22% en Edificaciones Mixtas (pórticos más muros de albañilerías). Este porcentaje disminuye entre más alto es el edificio. En elementos de estudio: Las vigas aumenta en un 13% en cortantes y 13% en momentos, en las columnas aumenta en un 43% en cortantes y 38% en momentos y en los muros de albañilería disminuye en un 21% en cortantes y 22% en momentos.

Análisis Estático: Se reduce la sección de concreto en un 15% y en un 20% la cuantía de acero con respecto de la cimentación del modelo en estudio. Análisis Dinámico: Se reduce la sección de concreto en un 20% y en un 25% la cuantía de acero con respecto de la cimentación del modelo en estudio. En edificios de mediana altura cimentada en suelo suelto, el efecto de interacción suelo-estructura son importantes considerarlos. Así mismo, en edificios altos de periodos fundamentales grandes, cimentados en suelos sueltos (o muy flexibles) profundos cuyos periodos fundamentales son grandes y que puedan igualarse al del edificio, los efectos interacción suelo-estructura serán muy importantes, dado el efecto de resonancia que puede producirse. En edificio de baja altura, cuyo periodo fundamental bajo condición de cimentación rígida es diferente al periodo fundamental del suelo, el efecto de interacción suelo-estructura es despreciable si se cimenta en suelo firme, y tiene influencia apreciable si se cimenta en suelo suelto. La comparación de los resultados obtenidos, nos permite indicar que el mayor efecto de flexibilidad de la base de



fundación se da en el Modelo Dinámico de SARGSIAN y el menor efecto en el Modelo Dinámico de la NORMA RUSA. Como conclusión final, el efecto de interacción suelo-estructura es muy notorio en el cálculo de edificaciones, porque influye en la determinación de los modos de vibración libre, así como en la distribución de los esfuerzos en el edificio y cimentación, debido a la flexibilidad del apoyo, por lo tanto hay un flujo de energía desde el suelo a la estructura y viceversa, cambiando las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales.

López, M. (2012), tesis para optar el grado de maestro en ciencia e ingeniería mención en ingeniería estructural “Análisis de interacción sísmica suelo estructura para reducir esfuerzos en los elementos estructurales en edificaciones regulares e irregulares con zapatas aisladas en Huaraz”; llegó a las siguientes conclusiones: En la interacción suelo-estructura los desplazamientos de entrepiso y las fuerzas internas están en función de los coeficientes de rigidez y estos están en función de las características del edificio, suelo de fundación y zapatas. En la edificación regular: los desplazamientos de entrepiso se incrementan con la interacción suelo-estructura, debido a la flexibilidad de la base. En la edificación regular: en el análisis estático los modelos dinámicos de Ilichev y Sargsian no cumplen con las derivas de la norma E.030, los modelos empotrado en la base, Barkan y la Norma Rusa si cumplen con las derivas de la norma E.030; en el análisis dinámico espectral y tiempo-historia los modelos de empotrado en la base, Barkan, Ilichev, Sargsian y la Norma Rusa y si cumplen con las derivas de la norma E.030. En la edificación regular: mediante el análisis estadístico denominado prueba chi-cuadrado, se ha verificado la validez de la hipótesis. En la edificación regular: los periodos de vibración aumentan con la interacción suelo-estructura debido a la flexibilidad de la base de fundación. En la edificación regular: en todos los modelos los periodos de vibración disminuyen cuando se disminuyen los pisos, porque al disminuir los pisos también se disminuyen las masas y la rigidez del edificio y el análisis modal para obtener los periodos de vibración depende de la masa y de la rigidez del edificio. En la edificación irregular: los desplazamientos de entrepiso se incrementan con la interacción suelo-estructura, debido a la flexibilidad de la base. En la edificación irregular: en el análisis estático los modelos dinámicos de Ilichev y Sargsian no cumplen con las derivas de la norma E.030, los modelos empotrado en la base, Barkan y la Norma Rusa si cumplen con las

derivas de la norma E.030; en el análisis dinámico espectral y tiempo-historia los modelos de empotrado en la base, Barkan, Ilichev, Sargsian y la Norma Rusa y si cumplen con las derivas de la norma E.030. En la edificación irregular: mediante el análisis estadístico denominado prueba chi-cuadrado, se ha verificado la validez de la hipótesis. En la edificación irregular: los periodos de vibración aumentan con la interacción suelo-estructura debido a la flexibilidad de la base de fundación. En la edificación irregular: los periodos de vibración disminuyen cuando se disminuyen los pisos, esto se debe porque al disminuir los pisos también se disminuyen las masas y la rigidez del edificio y el análisis modal para obtener los periodos de vibración depende de la masa y de la rigidez del edificio. Por el análisis descrito en el capítulo de discusión, se concluye que la hipótesis de la investigación es verdadera y fue contrastada con un análisis estadístico denominado prueba chi-cuadrada.

Minchan, L. y Ruiton, G. (2013), en el curso de Diseño sísmico avanzado “Análisis sísmico estático, dinámico espectral y tiempo- historia de un edificio aporticado empotrado en la base, con balasto y con disipadores de energía”, concluyeron: Se logró modelar la estructura adoptada por cinco métodos de análisis sísmico, concluyendo que la estructura necesita reforzar, ya que las derivas calculadas sobrepasan el límite de 0.007 tal como lo indica la norma E030 para pórticos de concreto armado. Los desplazamientos tal como debió esperarse se dan en el último piso, obteniendo el más desfavorable con el análisis sísmico espectral con 2% de amortiguamiento, mientras que con análisis sísmico espectral con 5% de amortiguamiento se obtienen desplazamientos más pequeños. Con respecto a las fuerzas internas máximas tienen la misma tendencia de los desplazamientos.

Rojas, L. (2014), Interacción suelo – estructura aplicado a cimentación con pilotes pre – excavados para oficinas bcp - San Pedrito – Chimbote”; llegó a las siguientes conclusiones: Se demostró finalmente que la aplicación de la Interacción Suelo – Estructura por medio del análisis con la Norma Rusa, optimiza el posterior diseño estructural, reforzando la dirección flexible y aligerando la dirección rígida. Queda demostrado que el modelo de la Norma Rusa es muy adaptable a un análisis con el programa de cómputo SAP2000, que actualmente es una herramienta importante en el cálculo de estructuras. Se aplicó la Norma Rusa para el cálculo de masas, rigideces y

amortiguadores en el cabezal, sin embargo se optó por realizar 2 alternativas en donde se considera un análisis con la Norma Rusa sin disipación de energía y un análisis con la Norma Rusa con disipación de energía. Al aplicar la Norma Rusa con disipación de energía se observa que la respuesta dinámica cambia considerablemente, ya que se está asumiendo un posible amortiguamiento en el suelo y esto ocasiona que el amortiguador absorba parte de la energía. Dicho criterio se hizo por una sugerencia de la misma Norma Rusa que considera en el modelo 2 elementos que son el resorte (rigidez) y el amortiguador (damper). Se pudo notar que los esfuerzos se incrementan en el caso de vigas y columnas, pero en el caso de muros estructurales dichos esfuerzos disminuyen. Comprobando así que parte de la energía del sismo lo absorbe el suelo de fundación llevando a un mejor comportamiento estructural. Al considerar la flexibilidad en la base de fundación los esfuerzos cambian notablemente, cabe decir que para el caso de la comparación de Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa sin disipación se tiene que el primer periodo de vibración se incrementa en un 48.32%; la primera frecuencia de vibración disminuye en un 32.58%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OX se incrementa en un 285.48%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OY se incrementa en un 264.71%; la fuerza axial en columnas disminuye en un 3.80%; la fuerza cortante en columnas se incrementa en un 93.25%; el momento flector máximo en vigas se incrementa en un 5.23% en el primer nivel y disminuye 2.65% en el segundo nivel; la fuerza cortante máxima en vigas se incrementa en un 25.42% en el primer nivel y disminuye 1.03% en el segundo nivel; la fuerza axial máxima en muros estructurales disminuye en 0.98%; la fuerza cortante máxima en muros estructurales disminuye en 38.03%; el momento flector máximo en muros estructurales disminuye en 27.99%. Para el caso de la comparación de Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa con disipación se tiene que el primer periodo de vibración se incrementa en un 21.78%; la primera frecuencia de vibración disminuye en un 17.89%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OX se incrementa en un 180.65%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OY se incrementa en un 34.71%; la fuerza axial en columnas disminuye en un 3.72%; la fuerza cortante en columnas se incrementa en un 65.68%; el momento flector máximo en vigas se incrementa en un 1.58% en el primer nivel y disminuye 2.56% en el segundo nivel; la fuerza cortante máxima en vigas se incrementa en un 18.49% en el primer nivel y disminuye 0.86% en el segundo

nivel; la fuerza axial máxima en muros estructurales disminuye en 0.66%; la fuerza cortante máxima en muros estructurales disminuye en 23.54%; el momento flector máximo en muros estructurales disminuye en 15.96%. Analizando las comparaciones realizadas de Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa sin disipación y Análisis Común vs Análisis con Norma Rusa con disipación se tiene que agregando la disipación de energía el primer periodo de vibración disminuye en un 17.89%; la primera frecuencia de vibración aumenta en un 21.79%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OX disminuye en un 27.20%; el desplazamiento máximo del centro de masas en el eje OY se disminuye en un 63.06%; la fuerza axial en columnas se incrementa en un 0.11%; la fuerza cortante en columnas disminuye en un 14.27%; el momento flector máximo en vigas disminuye en un 3.46% en el primer nivel y se incrementa 0.09% en el segundo nivel; la fuerza cortante máxima en vigas disminuye en un 5.52% en el primer nivel y se incrementa 0.17% en el segundo nivel; la fuerza axial máxima en muros estructurales se incrementa en 0.33%; la fuerza cortante máxima en muros estructurales se incrementa en 23.54%; el momento flector máximo en muros estructurales se incrementa en 16.71%. La comparación de ambos métodos de análisis (Norma Rusa sin disipación de energía y Norma Rusa con disipación de energía) nos permite llegar a la conclusión que el mayor efecto de flexibilidad en el suelo se da con el análisis de la Norma Rusa sin disipación de energía. En el cálculo de masas, rigideces y amortiguadores para los cabezales en el caso de Análisis con Norma Rusa, se tuvo como resultado en algunos casos, la ausencia de ciertos coeficientes de rigidez rotacionales. Esto debido a que este método contempla un cabezal con un grupo de pilotes típico, sin embargo en nuestro caso tenemos cabezales con 1 a 3 pilotes, por lo que al no encontrarse un cabezal con pilotes distribuidos simétricamente, algunas rigideces rotacionales dan como un resultado nulo. Para esto la Norma Rusa simplemente nos indica que coloquemos restricciones en las direcciones en donde los coeficientes rotacionales son nulos. Se adaptó el modelo análisis con la Norma Rusa a nuestro modelo, ya que el sistema zapata – pilote es diferente a un cabezal con un grupo típico de pilotes. Se consideró la licuación de suelo de 8 metros de profundidad en el terreno, siendo esta una característica propia de la ciudad de Chimbote que es el lugar en donde se ejecutó el proyecto. Para esto se eligió la opción de cabezales altos, donde los coeficientes de rigidez o de balasto (en el caso de diseño de pilotes) están ausentes, que para nuestro caso serían 8 metros sin

coeficientes de balasto ya que esta zona es de licuación. Se puede rescatar también que al darse un incremento y decremento de esfuerzos en los elementos estructurales por análisis con Norma Rusa, no afecta en la economía del constructor o persona que aplicara dicho método. Por el contrario, optimizará el diseño estructural sin excederse en la parte económica. Se considera que la presente investigación es un aporte importante en la actualización de la investigación sísmica ya que existe cierta escases de información respecto a la consideración de pilotes barrenados en un análisis de Interacción Suelo – Estructura. Se puede decir que se cumplieron ampliamente los objetivos planteados inicialmente, ya que se demostró que existe una relación entre el comportamiento de los elementos estructurales y la consideración de flexibilidad en los apoyos de la estructura.

Zárate, S. y Vega, A. (2012), para optar el título profesional de ingeniero civil “Análisis y diseño estructural con Interacción Suelo-Estructura (ISE) mediante una comparación entre el modelo sísmico normativo y un modelo integrado de un edificio multifamiliar de 9 pisos del proyecto “Condominio Parque Los Olivos” con carácter social con sistema de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) en la ciudad de Lima”, llegaron a las conclusiones: Los resultados manifiestan que del Modelo Normativo Empotrado al Modelo de Interacción Suelo Estructura (Balasto y Barkan) hay un aumento de los periodos, aumento de los desplazamientos pero disminución de las fuerzas, confirmando el desarrollo de la hipótesis de estos modelos. La inclusión de Software especializados en la modelación y diseño estructural proveen una herramienta muy útil y representativa para analizar los diferentes comportamientos a los cuales las estructuras están sometidos durante un evento sísmico. La reducción de un 25% las fuerzas durante el “Sismo X” a las que está expuesto los elementos estructurales tiene un impacto en el diseño de los MDL, posteriormente un impacto en el diseño de los demás elementos estructurales. La modelación estructural en el software ETABS y su posterior diseño cumplen con lo establecido en el presente Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). La estructura tiene un comportamiento irregular debido a que en el “SISMO Y” las fuerzas aumentan ligeramente, teniendo un impacto directo en el “ENVOLVENTE” y por ende, no se llega a optimizar el diseño con el mismo porcentaje de reducción que se obtuvo en el “SISMO X”. Los diferentes criterios de estructuración y regularidad que ofrece el RNE manifiestan que

se debe considerar ciertos refuerzos en la zona donde hay un cambio de rigidez fuerte, esto en el diseño de losas, lo cual evitaría que se amplifiquen las fuerzas en el “SISMO Y” característica fundamental de las estructuras flexibles, las cuales no son deseadas. El comportamiento estructural ha satisfecho todos los requisitos reglamentarios, tanto de cuantía mínima como de restricciones en los desplazamientos. Aun cuando el RNE no lo manifiesta, se ha buscado asumir diferentes pesos, cargas, modelos que hagan que la estructura se comporte de una manera más real, en base a los criterios planteados por distintos especialistas en el área de la investigación de la Ingeniería Sismoresistente. El diseño estructural se hará personalizado y en cada caso, permitió que no se generalice con el caso más desfavorable, ni se diseñe con el promedio, asegurando de esta manera el correcto comportamiento de todos los muros. Esto permite tener un mayor margen de optimización en el diseño, ya que, de acuerdo a los diferentes criterios de diseño, el RNE permite tener cierta flexibilidad a la hora de trabajar con las 9 combinaciones de cargas planteadas. El 90% de los Muros de Ductilidad Limitada (MDL) cumplen de manera holgada con los esfuerzos a los que son sometidos durante un evento sísmico, además de ser diseñados estructuralmente considerando la “ENVOLVENTE MAX”, con lo cual, nos encontramos frente a el peor de los escenarios planteados por el RNE. Se obtuvo un ahorro de 28,813.34 soles debido a la optimización del diseño de este sistema, además, esto corresponde a aproximadamente al 2% del total del Presupuesto de Estructuras destinado para la presente edificación.

Para el caso de nuestro proyecto serán las siguientes conclusiones:

- El objetivo planteado para el diseño de esta edificación es lograr una respuesta adecuada ante solicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo así con las disposiciones mínimas dadas por las normas técnicas peruanas.
- La estructuración del Edificio luego de varias modificaciones en los elementos estructurales logra mantener sus desplazamientos máximos bajo los límites permitidos, siguiendo las instrucciones del análisis dinámico regulado por la norma E-030 del Diseño Sismoresistente
- En cuanto al diseño por corte de las vigas, el espaciamiento de los estribos está gobernado por las reglas de confinamiento para elementos Sismoresistente.

- Con una adecuada estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales(vigas, columnas , placa) se garantiza un modelo estructural optimo el cual nos condujo a un análisis y diseño previsible y lo más aproximado a lo que se daría en la realidad, una estructura simple con la adecuada rigidez en ambos sentido su comportamiento ante solicitaciones horizontales(sismo) es previsible.
- Se tuvo que incluir 02 Muros de corte cortos en la dirección Y, teniendo en cuenta que la estructura es netamente aporricado en ambas direcciones pero debido a que el paño central era de luces amplias y sin vigas de amarre entonces los desplazamientos no estaban restringidos, debido a ello las distorsiones estaban fuera del rango admisible que corresponde a 0.007
- Con respecto al Cortante Basal estático respecto con el dinámico no hubo necesidad de modificar el factor sísmico en el espectro por la sencilla razón que el dinámico era mayor que el 80% del Estático en ambas direcciones.
- Debido a la baja capacidad portante en el Bloque de 03 Niveles se ha considerado como solución de la cimentación una mezcla de zapata combinada central con una losa o platea de cimentación.
- El predimensionamiento de las columnas y vigas primigenias o iniciales se han modificado de acuerdo a las corridas hechas con el fin que cumplan con los requisitos de rigidez lateral y por tanto limitación de los desplazamientos y distorsiones acorde con la normativa vigente.
- Para los diseños en acero de la estructuras tanto de los Tijerales como de la Edificación con Esqueleto de acero se ha considerado el acero A-36.
- El diseño de Concreto armado se ha considerado la normativa peruana E-060 y el ACI.
- Con respecto a los modelos de estructuras flexibles (Celosías de acero) como de la edificación de acero estructural, estas sus dimensiones de los elementos resistentes se encuentran adecuados y además resisten ante las solicitaciones de carga.
- La propuesta de losa colaborante compuesta es una buena alternativa para los entrepisos, es una cuestión de valorar costos sobre las losas convencionales.

Además se consultó una serie de fundamentaciones científicas, que cuentan con definiciones que complementan esta investigación:

**Sismoresistente.-** Se dice que una edificación es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes. Aún cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran daños. Por esta razón no existen edificios totalmente sismorresistentes. Sin embargo, la sismorresistencia es una propiedad o capacidad que se dota a la edificación con el fin de proteger la vida y las personas de quienes la ocupan. Aunque se presenten daños, en el caso de un sismo muy fuerte, una edificación sismorresistente no colapsará y contribuirá a que no haya pérdidas de vidas y pérdida total de la propiedad.

**Momentos.-** Es la combinación de fuerza aplicada por la distancia al punto de la estructura donde se aplica se le denomina.

**Fuerzas Cortante.-** Las vigas son miembros estructurales diseñados para soportar cargas aplicadas perpendicularmente a sus ejes. En general las vigas son barras largas rectas que tienen un área de sección transversal constante. Generalmente se clasifican con respecto a cómo están soportada.

**Fuerzas Axiales.-** Es una fuerza que actúa directamente sobre el centro axial de un objeto en la dirección del eje longitudinal. Estas fuerzas pueden ser de compresión o de tensión, dependiendo de la dirección de la fuerza. Cuando una fuerza axial actúa a lo largo del eje longitudinal y este eje pasa por el centro geométrico del objeto, será además una fuerza concéntrica; en caso contrario será una fuerza excéntrica. Las fuerzas perpendiculares al eje longitudinal del objeto se denominan normalmente como fuerzas verticales.



Combinaciones de cargas.- Es el cálculo general de un elemento o estructura con la carga y con las sobrecargas desfavorables, ya que actúan, a veces, sólo en determinadas partes de la estructura.

Cortante Basal estático.- Es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño. Aplicado a una estructura en una dirección indicada a nivel de última carga.

Muros de corte.- Es un elemento que se comporta de una manera muy rígida; lo que evita excesivos desplazamientos en su dirección más larga; Se colocan diafragmas porque estos resisten gran parte del cortante por planta.

Losa Colaborante.- Es un sistema de losa estructural que se conoce como Composite Steel Floor Deck (tablero de acero para comportamiento compuesto), que consiste en una lámina de acero preformada, adecuadamente diseñada para soportar el peso del vaciado de una losa de concreto y cargas adicionales.

Ductilidad.- Es el comportamiento de los materiales sometidos a cargas.

Este proyecto de investigación se justifica debido a la carencia de una infraestructura de en la que puedan cumplir con estas tareas diferentes actividades y poner a buen recaudo la integridad física de los miembros de la congregación así mismo de los amigos y/o visitantes. Esta investigación va dirigida como propuesta técnica y teológica para la construcción del templo-casa pastoral, con el deseo de que se pueda ver materializada sus metas el cual les servirá como herramienta técnica para gestionar el presupuesto del proyecto.

De acuerdo a esta realidad problemática, se formula el siguiente problema: ¿Qué diseño estructural se debe utilizar en la edificación del templo-casa pastoral Urb. Popular Nuevo Sullana – Piura”?.

Conceptuación y Operacionalización de las variables:  
Variable independiente

**Tabla 1**  
*Operacionalización de la Variable Independiente*

<u>Conceptualización</u>	<u>Dimensiones</u>	<u>Indicadores</u>	<u>items</u>	<u>Técnicas e Instrumentos</u>
Muestreo de suelos y perfiles estratigráficos de las exploraciones del subsuelo. Se encargarán de arrojar datos de capacidad portante de las calicatas observadas en lotes de muestreo; para el diseño de cimentación a la infraestructura.	Exploraciones en el subsuelo	Reconocimiento del lugar a intervenir	¿Es el lugar donde se analizarán los estudios de suelos?	Observación, Resultados de los perfiles estatigráficos, Desarrollo de estructuras, Software
		Equipos	¿Los equipos de ensayo son los adecuados?	
		identificación de los calicatas	¿Es necesario dos o mas calicatas?	
		Accesibilidad a la información	¿Existe conocimiento de los resultados a los interesados?	

Fuente: De los alumnos

Variable dependiente

Tabla 2  
*Operacionalización de la Variable Dependiente*

<u>Conceptualización</u>	<u>Dimensiones</u>	<u>Indicadores</u>	<u>ítems</u>	<u>Técnicas e Instrumentos</u>
Diseño sismorresistente de estructuras	Reglamento Nacional de Edificaciones E-020, E-050, E60, E-090, ACI 318-05	Análisis estructural  Espectro de diseño  Peligrosidad estructural	¿Qué tipo de análisis estructural será el adecuado? ¿Cómo se determinó el espectro de diseño?  ¿Puede la estructura absorber las fuerzas sísmicas determinadas?	Observación, Resultados de los perfiles estratigráficos, Desarrollo de estructuras, Software

Fuente: De los Alumnos

Se formuló la siguiente hipótesis: El muestreo de suelos y perfiles estratigráficos de las exploraciones del subsuelo. Se encargarán de arrojar datos de capacidad portante de las calicatas observadas en lotes de muestreo; y la información que esta proporcione incidirá en el diseño sismorresistente de las estructuras.

El objetivo general es: Elaborar la propuesta estructural al templo-casa pastoral ubicado en el Urb. Popular Nueva Sullana.

Los objetivos específicos son:

Mecánica Levantamiento Topográfico para determinar los requerimientos del proyecto en cuanto a las necesidades de cada espacio.

Determinar las propuestas estructurales:

Aplicar las Normas Técnicas Peruanas en el análisis para el pre dimensionamiento de los análisis estructurales.

Establecer el comportamiento de los elementos estructurales mediante el uso del programa Sap2000.

Comparar los diseños estructurales para optar con la mejor propuesta económica y segura. Generar los planos específicos de la estructura apropiada del templo-casa pastoral.

## **II. METODOLOGIA**

### **Tipo y Diseño de Investigación**

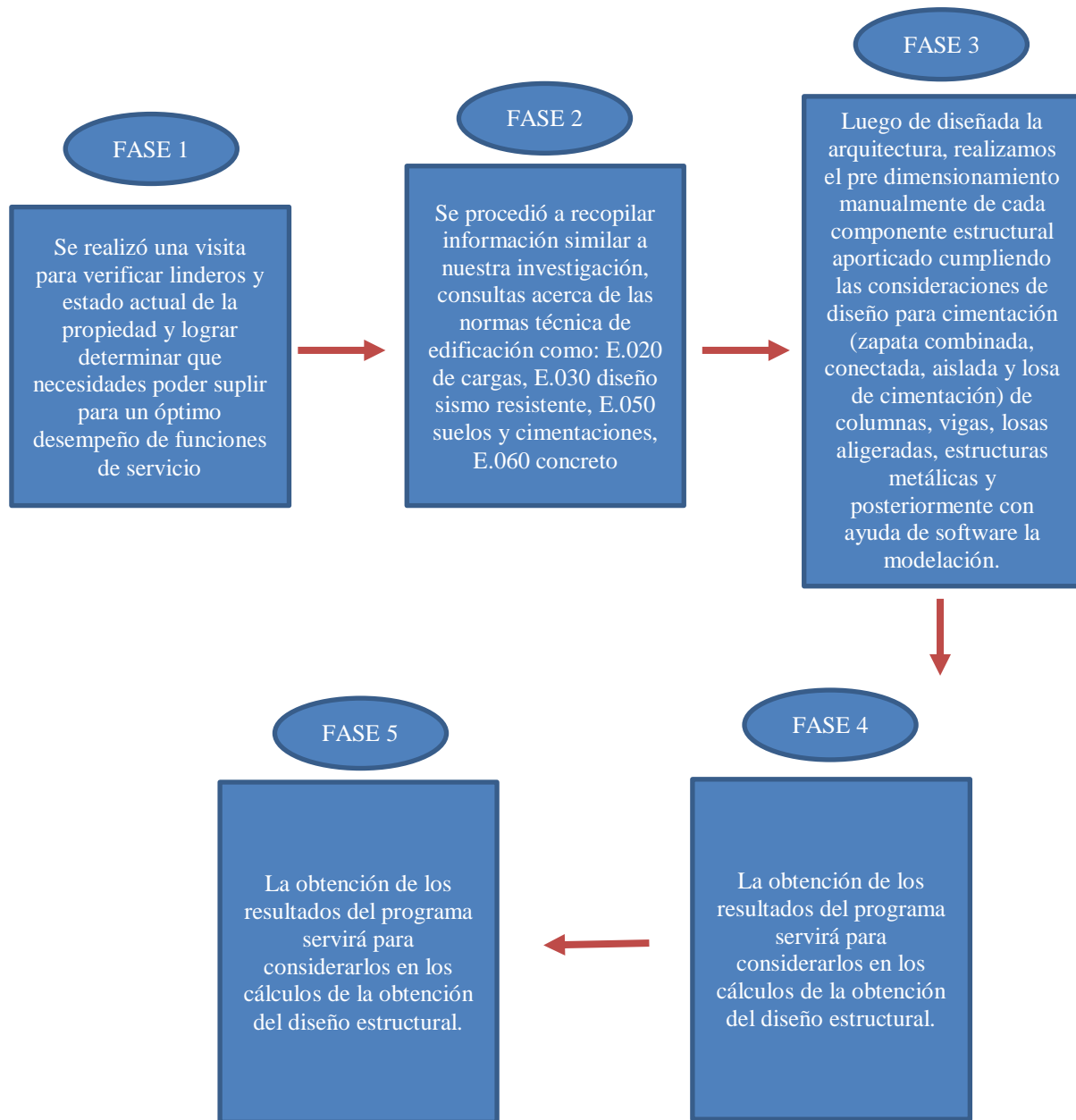
La presente investigación es tipo descriptiva no correspondiendo a ninguna línea de investigación establecida por tratarse de un trabajo de extensión a la comunidad.

Diseño de investigación.- es no experimental transversal de una sola vez. La Estrategia Metodológica según Kart Lewin “La investigación acción es una forma de cuestionamiento autoreflexivo, llevada a cabo por los propios participantes en determinadas ocasiones con la finalidad de mejorar la racionalidad y la justicia de situaciones de la propia práctica social educativa, con el objetivo también de mejorar el conocimiento de dicha práctica y sobre las situaciones en las que la acción se lleva a cabo. Este proyecto se llevó a cabo inicialmente por medio de visitas a las instalaciones de la iglesia, como también se llevaron a cabo tomas fotográficas para hacer más explicativa la información obtenida en campo situada en el sector oeste de la ciudad de Sullana.

Este proyecto se inicia con las visitas a campo y el reconocimiento del mismo donde se va a proyectar el templo-casa pastoral; cuyo objetivo es evaluar las características físicas mecánicas del suelo así mismo determinar la estratigrafía del terreno para posteriormente ser analizada y procesada para su respectiva evaluación, cuyo resultado nos da la capacidad portante admisible de modo que se logrará determinar el tipo de cimentación que está acorde con la norma en la E-050 de suelo y cimentación. Logrando obtener las propuestas estructurales del proyecto mencionado. Adjuntamos un registro fotográfico para hacer más evidente la información obtenida y del Levantamiento Topográfico.

Se procedió a realizar bajo las normas técnicas peruanas los diversos pres dimensionamiento de los cálculos estructurales diseñados para nuestro sistema aporticado desde la zapatas, losa de cimentación, vigas de cimentación, columnas, vigas de soporte. Así mismo los datos procesados en software para mejor deducción de los resultados.

## METODOLOGÍA DE TRABAJO



### Población – Muestra

Para este estudio se vio la necesidad de emplear 02 calicatas como mínimo en el terreno para conocer el perfil estratigráfico y tomar el resultado así mismo proponer en el diseño estructural de nuestro proyecto.

La ecuación de suelos no cohesivos para diferentes profundidades tenemos:

Zapatas continuas o cimientos corridos

$$Q_c = (C * N_c) + (p_v * D_f * N_q) + (0.5 * p_v * B * N'_g)$$

Zapatas Aisladas o Cuadradas

$$Q_c = (1.3 * C * N_c) + (p_v * D_f * N_q) + (0.4 * p_v * b * N'_g)$$

Capacidad Admisible de Carga: 1.06 Kg/cm<sup>2</sup>

$$P_t = Q_c / F_s$$

.

### III. RESULTADOS

En los cortes estratigráficos de la zona de estudio muestran que los materiales del subsuelo de acuerdo al sondeo registrado en la zona donde se proyectará la construcción del templo a nivel de terreno de fundación con relación a los perfiles estratigráficos y los resultados que corresponde a la descripción de las calicatas, y el análisis granulométrico.

Figura 1

#### ***Resultado de calicata 01***

##### **• CALICATA C-1**

**1.0 – 0.07**

**Losa**

**0.07 – 3.00M**

Arena pobremente graduada de grano fino friccionante de color beige con, bajo contenido de humedad, no plástica, con grado de compacidad y resistencia baja clasificada por SUCS como SP.

No se encontró nivel freático.

Fuente: Estudio de Mecánica de suelos elaborado por los alumnos en Laboratorio particular

Figura 1

#### ***Resultado de calicata 02***

##### **• CALICATA C-2**

**0.00– 0.70m**

**Relleno compuesto por arena limosa con presencia de desechos solidos**

**0.70 – 3.00M**

Arena pobremente graduada de grano fino friccionante de color beige con, bajo contenido de humedad, no plástica, con grado de compacidad y resistencia baja clasificada por SUCS como SP.

No se encontró nivel freático.

Fuente: Estudio de Mecánica de suelos elaborado por los alumnos en Laboratorio particular



El suelo del área donde se cimentará la infraestructura está constituido de arenas pobremente graduadas y su compacidad a la resistencia es baja.

En el área del terreno donde se construirá el templo; está en función a la densidad, ángulo de fricción interna ( $\Theta$ ), cohesión (c), grado de compacidad, granulometría, etc, los suelos, son considerados del tipo friccionante.

Las condiciones de cimentación para el edificio se describen a continuación:

El suelo de cimentación está conformado predominantemente por arenas pobremente graduadas de grano fino SP, no plástico, color beige de compacidad baja y bajo contenido de humedad, no influenciado por napa freática superficial.

Los suelos de arenas de grano fino encontrados en el subsuelo de cimentación, se clasifican como Material Común (MC), de compacidad media y se puede realizar la excavación e forma manual.

Durante la excavación de las calicatas, hasta la profundidad de 3.00m., presenta bajo contenido de humedad, se han presentado derrumbes de las paredes, habiéndose determinado que existen ángulos de corte natural subverticales de  $45^\circ$  que es necesario la entibación de las zanjas.

Los valores de los contenidos de cloruros, sulfatos, sales solubles y carbonatos, son relativamente bajos, pudiéndose usar cemento tipo I en las obras de concretos.

De la Norma Técnica de edificaciones E.030 para Diseño Sismorresistente se obtuvieron los parámetros del suelo en la zona de estudio.

*Tabla 3*  
***Parámetros de Diseño-Resistente***

<b><u>Factores</u></b>	<b><u>Valores</u></b>
Parámetro de zona	Zona 3
Factor de zona	$Z(g)$ 0.4
Suelo Tipo	$S = 3$
Amplificación del Suelo	$S = 1.4$
Periodo predominante de vibración	$T_p = 0.9$ seg
Sísmico	$C = 0.60$
Uso	$U = 1.00$

Fuente: Norma del RNE.

En este sector los materiales encontrados, permite considerar como terrenos de regular estabilidad, por lo que es poco probable que ocurrirán fenómenos de licuación de arenas ante un sismo de gran magnitud, debido a que los suelos en el sector está constituidos por arenas mal graduadas SP sin presencia del nivel freático superficial, y de acuerdo a la sismicidad de la zona no es probable la ocurrencia de sismos de grado 7 ó 7.5.

Figura 2  
Capacidad Portante y Presión de Trabajo C-1

<b>SOLICITA</b>	:	ARQUITECTA KARIN JUNET ZAPATA CRIOLLO
<b>PROYECTO</b>	:	TEMPLO DE ADORACION CASA -PASTORAL "ASOCIACION IGLESIA DEL NAZARENO EN EL A.H. NUEVO SULLANA, DISTRITO DE SULLANA, PROVINCIA DE SULLANA - PIURA
<b>UBICACIÓN</b>	:	URB. POPULAR NUEVO SULLANA .....
<b>MUESTRA</b>	:	<b>CALICATA C - 1</b> <b>PROF. 1.00 - 3,00m.</b>
<b>FECHA</b>	:	PIURA, MARZO DEL 2015

TIPO DE ESTRUCTURA	Df m	B m	g gr/cm <sup>3</sup>	c Kg/cm <sup>2</sup>	f	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>g</sub>	Q <sub>c</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>t</sub> Kg/cm <sup>2</sup>
ZAPATAS AISLADAS	1.00	1.00	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	1.90	0.63
	1.20	1.20	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.21	0.74
	1.30	1.30	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.36	0.79
	1.40	1.40	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.51	0.84
	1.50	1.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.67	0.89
	1.60	1.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.80	0.93
	1.60	1.60	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.82	0.94
	1.70	1.60	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.96	0.99
	1.70	1.70	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.98	0.99
	1.80	1.70	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	3.11	1.04
	1.80	1.80	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	3.13	1.04
	2.00	1.80	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	3.40	1.13
	2.20	1.70	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	3.65	1.22
	2.50	2.00	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	4.11	1.37
	3.00	2.00	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	4.79	1.60
CIMENTOS CORRIDOS	1.00	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	1.74	0.58
	1.00	0.60	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	1.77	0.59
	1.10	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	1.87	0.62
	1.10	0.60	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	1.90	0.63
	1.20	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.01	0.67
	1.20	0.60	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.03	0.68
	1.30	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.14	0.71
	1.30	0.60	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.17	0.72
	1.30	0.70	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.19	0.73
	1.40	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.28	0.76
	1.40	0.60	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.30	0.77
	1.50	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	2.41	0.80
	2.00	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	3.08	1.03
	2.50	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	3.76	1.25
	3.00	0.50	1.68	0.015	30	18.0	8.0	3.0	4.43	1.48
<b>DONDE:</b>										
g	:	PESO VOLUMETRICO				Df	:	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION		
f	:	ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO				P <sub>t</sub>	:	PRESION DE TRABAJO : Q <sub>c</sub> /F		
Q <sub>c</sub>	:	CAPACIDAD PORTANTE				B	:	ANCHO DE CIMIENTO y/o ZAPATAS		
N <sub>q</sub> , N <sub>g</sub> y N <sub>c</sub>	:	COEFICIENTES DE CAPACIDAD PORTANTE				F	:	FACTOR DE SEGURIDAD : 3		

Fuente: Estudio de Mecánica de suelos elaborado por los alumnos en Laboratorio particular

Figura 3  
Capacidad Portante y Presión de Trabajo C-2

<b>SOLICITA</b>	:	ARQUITECTA KARIN JUNET ZAPATA CRIOLLO								
<b>PROYECTO</b>	:	TEMPLO DE ADORACION CASA -PASTORAL "ASOCIACION IGLESIA DEL NAZARENO EN EL A.H. NUEVO SULLANA, DISTRITO DE SULLANA, PROVINCIA DE SULLANA - PIURA								
<b>UBICACIÓN</b>	:	URB. POPULAR NUEVO SULLANA .....								
<b>MUESTRA</b>	:	<b>CALICATA C - 2                      PROF. 1.00 - 3,00m.</b>								
<b>FECHA</b>	:	PIURA, MARZO DEL 2015								

TIPO DE ESTRUCTURA	Df m	B m	g gr/cm <sup>3</sup>	c Kg/cm <sup>2</sup>	f	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>g</sub>	Q <sub>c</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>t</sub> Kg/cm <sup>2</sup>
ZAPATAS AISLADAS	1.00	1.00	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	1.96	0.65
	1.20	1.20	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.26	0.75
	1.30	1.30	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.42	0.81
	1.40	1.40	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.57	0.86
	1.50	1.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.73	0.91
	1.60	1.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.86	0.95
	1.60	1.60	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.88	0.96
	1.70	1.60	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.01	1.00
	1.70	1.70	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.03	1.01
	1.80	1.70	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.17	1.06
	1.80	1.80	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.19	1.06
	2.00	1.80	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.45	1.15
	2.20	1.70	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.70	1.23
	2.50	2.00	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	4.16	1.39
	3.00	2.00	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	4.83	1.61
CIMENTOS CORRIDOS	1.00	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	1.79	0.60
	1.00	0.60	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	1.81	0.60
	1.10	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	1.92	0.64
	1.10	0.60	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	1.94	0.65
	1.20	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.05	0.68
	1.20	0.60	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.08	0.69
	1.30	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.19	0.73
	1.30	0.60	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.21	0.74
	1.30	0.70	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.24	0.75
	1.40	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.32	0.77
	1.40	0.60	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.34	0.78
	1.50	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	2.45	0.82
	2.00	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.12	1.04
	2.50	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	3.79	1.26
	3.00	0.50	1.67	0.018	30	18.0	8.0	3.0	4.46	1.49

<b>DONDE:</b>										
g	:	PESO VOLUMETRICO	Df	:	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION					
f	:	ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	Pt	:	PRESION DE TRABAJO : Q <sub>c</sub> /F					
Q <sub>c</sub>	:	CAPACIDAD PORTANTE	B	:	ANCHO DE CIMIENTO y/o ZAPATAS					
N <sub>q</sub> , N <sub>g</sub> y N <sub>c</sub>	:	COEFICIENTES DE CAPACIDAD PORTANTE	F	:	FACTOR DE SEGURIDAD : 3					

Fuente: Estudio de Mecánica de suelos elaborado por los alumnos en Laboratorio particular

El objetivo planteado para el diseño de esta edificación es lograr una respuesta adecuada ante solicitaciones dinámicas y estáticas, cumpliendo así con las disposiciones mínimas dadas por las normas técnicas peruanas. E-020 Cargas

Tabla 4  
***Cargas Mínimas Repartidas***

<u><b>Ocupación o Uso</b></u>		<u><b>Cargas Repartidas</b></u>
1	<i>Oficinas</i>	250
2	<i>Salas de Archivo</i>	500
3	<i>Salas de Computación</i>	350
4	<i>Teatros</i>	400
5	<i>Corredores y Escaleras 5</i>	400
6	<i>Vestidores</i>	200
7	<i>Cuartos de Proyección</i>	500
8	<i>Escenario</i>	500
9	<i>Tiendas</i>	500
10	<i>Corredores y Escaleras 6</i>	500
	<i>Viviendas</i>	200

Fuente: Norma del RNE.

Tabla 5  
***Factores de Zona***

<u><b>Zona</b></u>	<u><b>Z</b></u>
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: Norma del RNE

Tabla 6  
*E-030 Diseño Sismorresistente*

<u><i>Suelos Cohesivos</i></u>	<u><i>Resistencia al Corte Típica en Condición no Drenada (kPa)</i></u>	<u><i>Espesor del Estrato (m)(*)</i></u>
Blandos	< 25	20
Medianamente compactados	25 – 50	25
Compactados	50 – 100	40
Muy compactados	100 - 200	60
Suelos granulares	Valores N Típicos en ensayos de penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m)(*)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

Fuente: Norma del RNE

Tabla 7  
*Pesos Unitarios*

<u><i>Material</i></u>	<u><i>Peso (Kg/m3)</i></u>	<u><i>Material</i></u>	<u><i>Peso (Kg/m3)</i></u>
Albañilería de Adobe	1600	Agua	1000
Albañilería de Unidades Huecas	1800	Cemento en Sacos	1600
Concreto Simple de Grava	1350	Tierra	1600
Concreto Armado	2300	Grava y Arenas Secas	1600
Mortero de Cemento	2400	Loetas	2400
Mortero de Cal y Cemento	1850	Tejas Artesanal	1600
Mortero de Cal	1700	Teja Industrial	1800
Yeso	1000	Ladrillo Pastelero	1600
Mampostería de Piedras con Mortero de Cemento-Arena	2200	Asbesto- Cemento	2500

Fuente: Norma del RNE

Tabla 8  
*Categoría de las Edificaciones*

<u><i>Categoría</i></u>	<u><i>Descripción</i></u>	<u><i>Factor</i></u> <u><i>U</i></u>
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendio, fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cerco de menor de 1.50 m, de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares	(*)

(\*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis de fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuada para acciones laterales.

Fuente: Norma del RNE

Tabla 9  
*Irregularidades Estructurales en Altura*

<u><b>Irregularidades de Rigidez-Piso blando</b></u>	<u><b>Irregularidades de Masa</b></u>	<u><b>Irregularidades Geométrica Vertical</b></u>	<u><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:</b></u>
En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte de un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondencia suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por $(h_i/h_d)$ donde $h_d$ es altura diferente de piso y $h_i$ es la altura típica de piso.	Se considera que existen irregularidades de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.	La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni sótanos.	Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

Fuente: Norma del RNE



Tabla 10

***Irregularidades Estructurales en Plantas de Infraestructura***

<b>Irregularidad Torsional:</b>	<b>Esquinas Entrantes:</b>	<b>Discontinuidad del Diafragma:</b>
<p>Se considerará sólo en edificios con diafragma rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso excede del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15</p> <p>En cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtienen en el extremo opuesto.</p>	<p>La configuración en planta y el sistema de la estructura, tienen esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p>Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.</p>

Fuente: Norma del RNE

Tabla 11  
*Sistemas Estructurales*

<u>Sistema Estructural</u>	<u>Coefficiente de Reducción R Para Estructuras Regulares (*) (**)</u>
<b>Acero</b>	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	9.5
<b>Otra Estructuras de Acero:</b>	6.5
Arriostres excéntricos	
Arriostres en Cruz	6.0
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	8
Dual	7
De muros estructurales	
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (por Refuerzos Admisibles)	7

Fuente: Norma del RNE

Tabla 12  
*Categoría y Estructura de las Edificaciones*

<u>Categoría de la Edificación</u>	<u>Regularidad Estructural</u>	<u>Zona</u>	<u>Sistema Estructural</u>
A	Regular	3	Acero. Muros de concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual.
		2 y 1	Acero. Muros de concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero. Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada. Sistema Dual, Madera
		1	Cualquiera Sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier Sistema

Fuente: Norma del RNE

La estructuración del Edificio luego de varias modificaciones en los elementos estructurales logra mantener sus desplazamientos máximos bajo los límites permitidos, siguiendo las instrucciones del análisis dinámico regulado por la norma E-030 del Diseño Sismoresistente.

Figura 4

**Datos del Problema**

**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

<b>Ubicación</b>	Sullana	<b>Z =</b>	3
<b>Sistema Estructural</b>	Aporticado		
<b>N° de pisos</b>	Tres		3.00
<b>Uso</b>	Vivienda		250.00 kg/m <sup>2</sup>
<b>Concreto</b>		<b>f'c=</b>	210.00 kg/cm <sup>2</sup> 0.21 ton/cm <sup>2</sup>
<b>Acero</b>		<b>f'y=</b>	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Suelo</b>		<b>δt=</b>	1.35 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Profundidad mínima de desplante</b>		<b>Df=</b>	1.80 m
<b>Alturas</b>	1° nivel	<b>h=</b>	3.20 m
	2° al 3° nivel	<b>h=</b>	3.00 m
<b>Tipo de Suelo</b>		<b>S3</b>	

Fuente: Norma del RNE

Tabla 13

***Análisis Dinámico***

	<b><u>Peso de la Edificación</u></b> <b><u>(ton)</u></b>	<b><u>Masa</u></b> <b><u>(ton*sz/cm)</u></b>	<b><u>E(ton/cm<sup>2</sup>)</u></b>	<b><u>L(cm<sup>4</sup>)</u></b>	<b><u>H(m)</u></b>	<b><u>K</u></b> <b><u>ton/cm</u></b> <b><u>(Total)</u></b>
Nivel 1	72.29	0.07	217.37	2200520.83	3.20	175.17
Nivel 2	69.93	0.07	217.37	2200520.83	3.00	212.59
Nivel 3	63.41	0.06	217.37	2200520.83	3.00	212.59

Fuente: De los alumnos

Figura 5  
*Determinación de las Frecuencias Circulares y Periodos*



<b>m3 =</b>	0.06 ton*s2/cm
<b>k3 =</b>	212.59 ton/cm

<b>m2 =</b>	0.07 ton*s2/cm
<b>k2 =</b>	212.59 ton/cm

<b>m1 =</b>	0.07 ton*s2/cm
<b>k1 =</b>	175.17 ton/cm

$$m = \begin{bmatrix} 0.07 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.07 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.06 \end{bmatrix}$$

$$k = \begin{bmatrix} 387.76 & -212.59 & 0.00 \\ -212.59 & 425.18 & -212.59 \\ 0.00 & -212.59 & 212.59 \end{bmatrix}$$

$$[k] - w^2 * [m] = 0$$

$$[k] - w^2 * [m] = \begin{bmatrix} 387.76-(w^2)*0.07 & -212.59-(w^2)*0 & 0-(w^2)*0 \\ -212.59-(w^2)*0 & 425.18-(w^2)*0.07 & -212.59-(w^2)*0 \\ 0-(w^2)*0 & -212.59-(w^2)*0 & 212.59-(w^2)*0.06 \end{bmatrix}$$

Desarrollando la matriz se obtiene que:

<b>(w1)^2 =</b>	262.97
<b>(w2)^2 =</b>	2182.83
<b>(w3)^2 =</b>	4320.86

$$wi = \sqrt{w}$$

$$T = \frac{2 * \pi}{w}$$

<b>w1 =</b>	16.22 rad/seg
<b>w2 =</b>	46.72 rad/seg
<b>w3 =</b>	65.73 rad/seg

<b>T1 =</b>	0.39 seg
<b>T2 =</b>	0.13 seg
<b>T3 =</b>	0.10 seg

Fuente: De los Alumnos

Figura 6  
Cálculos de las amplitudes ( $\Theta$ )

$$\text{Aplicamos: } \{[k] - w^2 * [m]\} * \{\phi\} = 0$$

a) Para  $(w1)^2 = 262.97$

$$\begin{bmatrix} 176.30 - 0.07*(262.97) & & -96.66 \\ -96.66 & 193.32 - 0.07*(262.97) & \\ 0.00 & & -96.66 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{12} \\ \phi_{13} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 369.35 & -212.59 & 0.00 \\ -212.59 & 406.77 & -212.59 \\ 0.00 & -212.59 & 196.81 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{12} \\ \phi_{13} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{matrix} 158.55 * \phi_{11} & (-96.66)*\phi_{12} & 0.00*\phi_{13} \\ (-96.66)*\phi_{11} & 176.07*\phi_{12} & (-96.66)*\phi_{13} \\ 0.00*\phi_{11} & (-96.66)*\phi_{12} & 81.16*\phi_{13} \end{matrix} = \begin{matrix} [158.55 * \phi_{11}] - [96.66*\phi_{12}] = 0 \\ [-96.66*\phi_{11}] + [176.07*\phi_{12}] - [96.66*\phi_{13}] = 0 \\ [-96.66*\phi_{12}] + [81.16*\phi_{13}] = 0 \end{matrix}$$

Desarrollando se obtiene

$\phi_{11} =$	1.000 cm
$\phi_{12} =$	1.640 cm
$\phi_{13} =$	1.953 cm

b) Para  $(w2)^2 = 2182.83$

$$\begin{bmatrix} 176.30 - 0.07*(2182.83) & & -96.66 \\ -96.66 & 193.32 - 0.07*(2182.83) & \\ 0.00 & & -96.66 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \phi_{21} \\ \phi_{22} \\ \phi_{23} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 234.96 & -212.59 & 0.00 \\ -212.59 & 272.38 & -212.59 \\ 0.00 & -212.59 & 81.62 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \phi_{21} \\ \phi_{22} \\ \phi_{23} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{matrix} 28.89 * \phi_{21} & (-96.66)*\phi_{22} & 0.00*\phi_{23} \\ (-96.66)*\phi_{21} & 50.15*\phi_{22} & (-96.66)*\phi_{23} \\ 0.00*\phi_{21} & (-96.66)*\phi_{22} & (-32)*\phi_{23} \end{matrix} = \begin{matrix} [28.89 * \phi_{21}] - [96.66*\phi_{22}] = 0 \\ [-96.66*\phi_{21}] + [50.15*\phi_{22}] - [96.66*\phi_{23}] = 0 \\ [-96.66*\phi_{22}] + [-32*\phi_{23}] = 0 \end{matrix}$$

Desarrollando se obtiene

$\phi_{21} =$	1.000 cm
$\phi_{22} =$	0.299 cm
$\phi_{23} =$	-0.845 cm

c) Para  $(w3)^2 = 4320.86$

$$\begin{bmatrix} 176.30 - 0.07*(4320.86) & & -96.66 \\ -96.66 & 193.32 - 0.07*(4320.86) & \\ 0.00 & & -96.66 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \phi_{31} \\ \phi_{32} \\ \phi_{33} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{bmatrix} 85.3 & -212.59 & 0.00 \\ -212.59 & 122.72 & -212.59 \\ 0.00 & -212.59 & -46.66 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \phi_{31} \\ \phi_{32} \\ \phi_{33} \end{bmatrix} = 0$$

$$\begin{matrix} (-115.49) * \phi_{31} & (-96.66)*\phi_{32} & 0.00*\phi_{33} \\ (-96.66)*\phi_{31} & (-90.07)*\phi_{32} & (-96.66)*\phi_{33} \\ 0.00*\phi_{31} & (-96.66)*\phi_{32} & (-158.02)*\phi_{33} \end{matrix} = \begin{matrix} [-115.49 * \phi_{31}] - [96.66*\phi_{32}] = 0 \\ [-96.66*\phi_{31}] + [-90.07*\phi_{32}] - [96.66*\phi_{33}] = 0 \\ [-96.66*\phi_{32}] + [-158.02*\phi_{33}] = 0 \end{matrix}$$

Desarrollando se obtiene

$\phi_{31} =$	1.000 cm
$\phi_{32} =$	-1.195 cm
$\phi_{33} =$	0.114 cm

Fuente: De los Alumnos.

**Figura 7**  
**Combinación de Fuerzas**

$$F = 0.25 * \sum |Fi| + 0.75 * \sqrt{\sum Fi^2}$$

NIVEL	F1	F2	F3	0.25*Σ Fi	0.75*(ΣFi²)¹/²	F (ton)	F/n
1	197.743	105.940	-11.87	78.888	168.486	247.374	61.844
2	324.299	31.676	14.185	92.54	244.613	337.153	84.288
3	331.022	-76.731	-1.16	102.228	254.851	357.079	89.27

CORTANTE BASAL DINÁMICO 933.66 ton

CORTANTE BASAL ESTÁTICO 62.38 ton

% = 1496.83538

Fuente: De los Alumnos

**Figura 8**  
**Desplazamientos (Xi)**

$$Xi = F \cdot P \cdot Mi * \frac{Sai}{wi^2} * \Phi i$$

$$Q = 0.25 * \sum |Qi| + 0.75 * \sqrt{\sum Qi^2}$$

NIVEL	X1	X2	X3	0.25*Σ xi	0.75*(Σxi²)¹/²	X
1	174.162	32.394	-2.580	52.284	132.876	185.16
2	285.625	9.686	3.083	74.598	214.355	288.953
3	340.138	-27.373	-0.294	91.951	255.928	347.879

Fuente: De los Alumnos

**Figura 9**  
**Predimensionamiento de la Losa Aligerada Unidireccional**

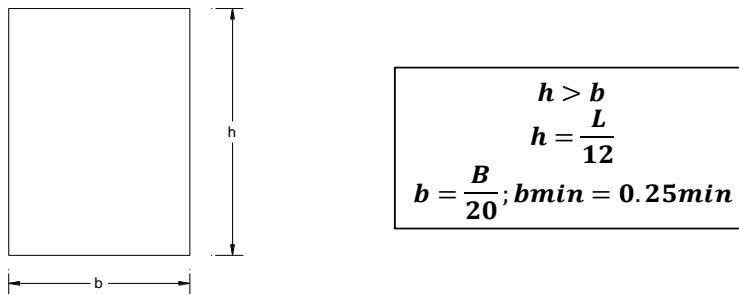
$$t \geq \frac{L}{25} ; tmin = 0.17m$$

L	T (m)	T (m) USAR
2.44 m	0.10	0.20 m

Fuente: De los Alumnos

Figura 10

**Predimensionamiento de Vigas**



Fuente: De los Alumnos

Figura 11

**Vigas en Eje "X" Lado L**

<u><b>L</b></u>	<u><b>12</b></u>	<u><b>H(m)</b></u>	<u><b>H(m) USAR</b></u>
7.85 m	12	0.65 m	0.65 m

Fuente: De los Alumnos

Figura 12

**Vigas en Eje "X" Lado B**

<u><b>B</b></u>	<u><b>12</b></u>	<u><b>b (m)</b></u>	<u><b>B(m) USAR</b></u>
2.37m	20	0.12 m	0.25 m

Fuente: De los Alumnos

USAR 0.25 X 0.65 m<sup>2</sup>

Figura 13

**Vigas en Eje "Y" Lado L**

<u><b>L</b></u>	<u><b>12</b></u>	<u><b>h(m)</b></u>	<u><b>h(m) USAR</b></u>
2.44m	12	0.20 m	0.25 m

Fuente: De los Alumnos

Figura 14

**Vigas en Eje "Y" Lado B**

<u>B</u>	<u>12</u>	<u>b(m)</u>	<u>b(m) USAR</u>
3.00m	20	0.15m	0.25m

Fuente: De los Alumnos

USAR 0.25 X 0.25 m<sup>2</sup>

Entonces el espaciamiento  $s$  de estribos de  $3/8''$  diámetro, en una sección ubicada a una distancia  $d$  de la cara será:

Área  $2 \text{ } \varnothing$  de  $3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$ .

$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = (1.42) (4200) (59) / 5740 = 61.00 \text{ cm}$ .

Se debe usar consideraciones de espaciamiento  $S_{\text{máx}}$  acorde a la norma E.060.

La Norma establece un límite para la resistencia proporcionada por los estribos la cual no debe exceder de:  $V_s < 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$

Así tenemos:

$2.1 \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = 53.86 \text{ ton} > V_s$

Además:

Si  $V_s < V_{s \text{ lim}}$ , entonces  $S_{\text{máx}} = d/2$  ó  $60 \text{ cm}$  (el menor valor) y

Si  $V_s > V_{s \text{ lim}}$ , entonces  $S_{\text{máx}} = d/4$  ó  $30 \text{ cm}$ ; donde

$V_{s \text{ lim}} = 1.1 \cdot (\sqrt{f_c}) \cdot b \cdot d = 28.21 \text{ ton}$ .

En nuestro caso  $V_{s \text{ lim}} = 28.21 \text{ ton} > V_s = 5.10 \text{ ton}$ , entonces  $S_{\text{máx}} = d/2 = 30 \text{ cm}$ .

#### Diseño por Cortante para Vigas Sismoresistentes

Para el diseño por cortante para vigas que resistan sismo se siguen los lineamientos del artículo 13.7 de la norma E.060 respecto a consideraciones que deben tener aquellos elementos que resistan fuerzas de sismo.

$$V_u = V_{\text{uisostático}} + \frac{M_{\text{nizquierdo}} + M_{\text{nderecho}}}{L_n}$$

Donde:

$M_n$ : son las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre

$V_u$ : isostático es la fuerza cortante calculada para cargas permanentes

$L_n$ : es la luz libre del tramo



Por tanto para la viga en análisis se tiene:

$$M_n \text{ izquierda} = 28.19 \text{ ton.m}$$

$$M_n \text{ derecha} = 28.19 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 16.43 \text{ ton}$$

Entonces:

$$V_u = 16.43 + \frac{28.19 + 28.19}{7.85} = 23.61 \text{ ton}$$

Trabajando de igual manera que el caso anterior obtenemos que se necesita una fuerza

$V_s$  tomada por el acero:

$$V_s = 14.19 \text{ ton}$$

$$s = 30.00 \text{ cm}$$

En el artículo 13.7.1.3 se dice que deberá confinarse por sismo usando estribos cerrados y diámetro mínimo de 3/8", hasta una distancia de 2 veces el peralte efectivo ( $d$ ) de la viga con un espaciamiento de estos ( $S_o$ ) que no exceda al menor de los siguientes valores:

- $0.25d$
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor Diámetro ( $db$ )
- 30cm
- El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento  $S_o$  ó 5 cm.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de  $d/2$ .

Para la viga analizada V-30x65 se tiene que es necesario confinar hasta una distancia de 118 cm medidos desde la cara de la columna con un espaciamiento máximo de 15cm, esto es:

$$S_{\text{máx}} = 0.25 \cdot d = 0.14 \text{ m.}$$

$$S_{\text{máx}} = 8(db) = 0.20 \text{ m.}$$

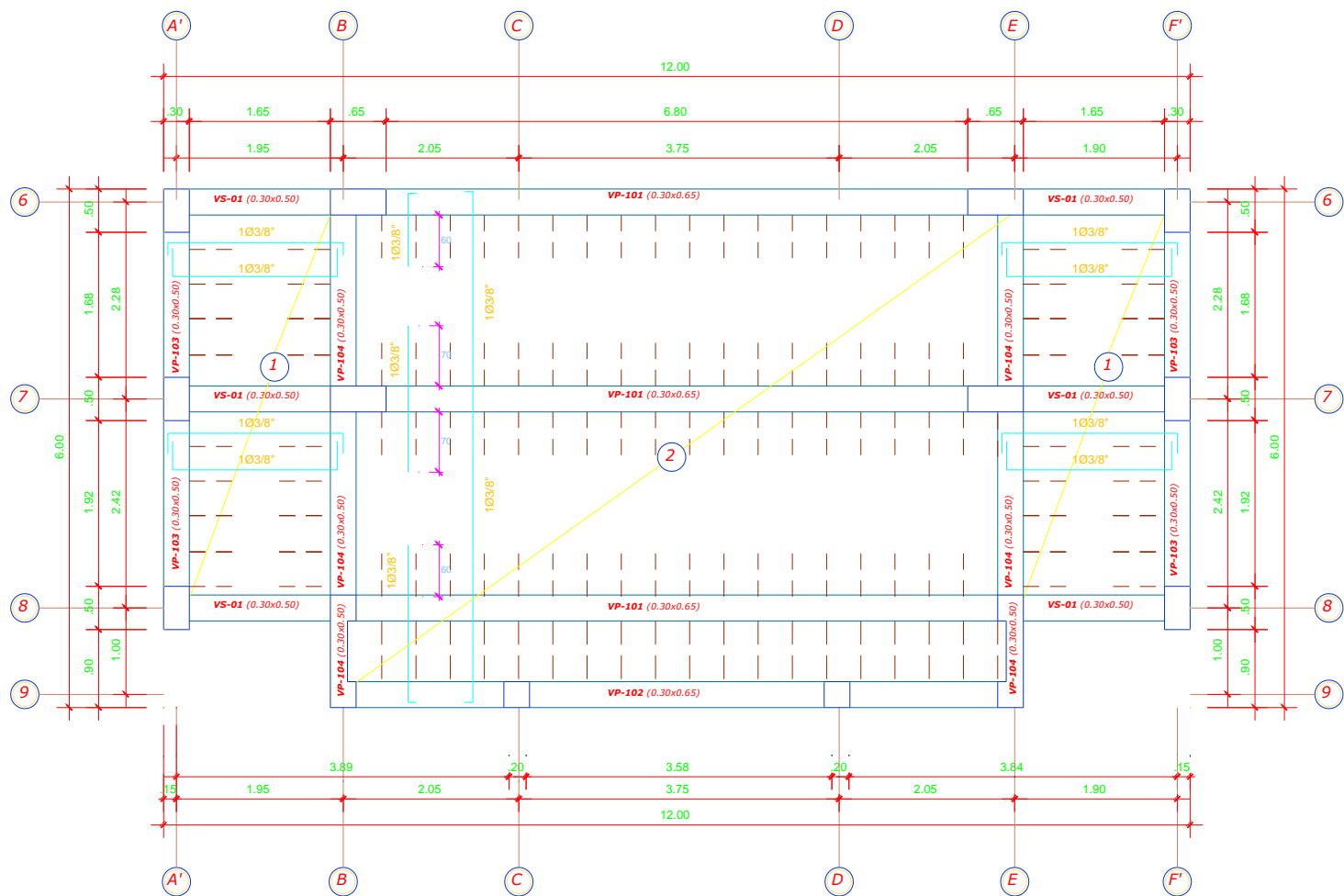
$$S_{\text{máx}} < 0.30 \text{ m.}$$

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento

$$S < d/2 = 0.295 \text{ m.} = 29.5 \text{ cm.}$$

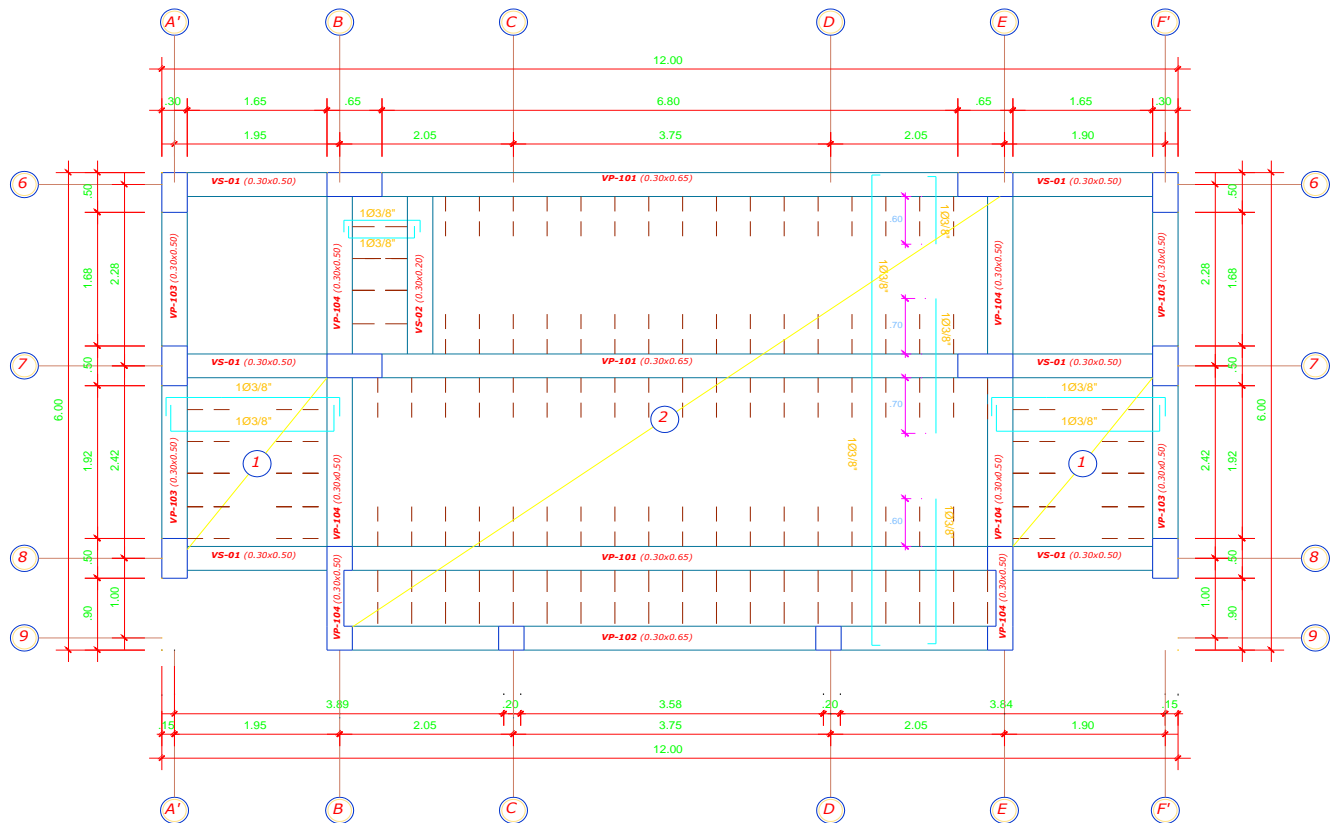
$$1@5, 8@15 \text{ Rto. } @30\text{cm.}$$

Figura 15  
*Diseño de Losa Aligerada-Primer/Segundo Piso*



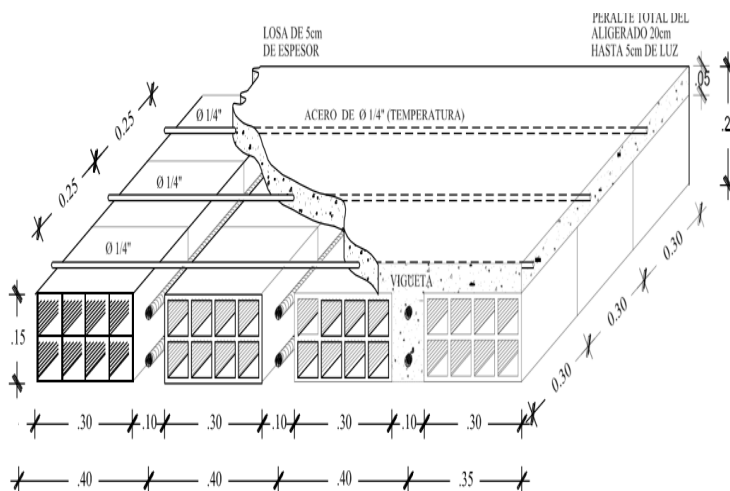
Fuente: De los Alumnos

Figura 16  
**Diseño Final de Aligerado-Segundo Piso**



Fuente: De los Alumnos

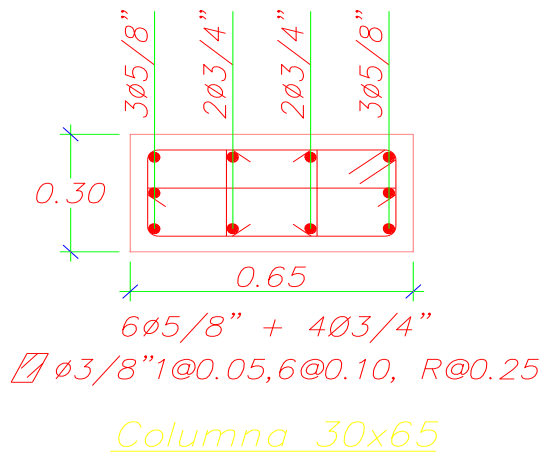
Figura 17  
**Detalle del Aligerado**



Fuente: De los Alumnos

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no exceda de 0.50 d.

**Figura 18**  
**Distribución de Acero en Columna 30 x 65**



Fuente: De los Alumnos

#### Diseño de Placa (PL 01 EJE "E - E")

##### Características generales

##### Materiales

Concreto  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero  $f_y(\text{long}) = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Acero  $f_y(\text{transv}) = 4200 \text{ kg/cm}^2$

##### Solicitaciones de diseño

$p_h = 0.0020$

$p_v = 0.0025$

$\epsilon_{cu} = 0.0030$

##### Geometría de la Placa

$L_w = 130 \text{ cm}$

$T_w = 20 \text{ cm}$

$h = 1010 \text{ cm}$

$A_g = 2600 \text{ cm}^2$

$I_g = 3661666.67 \text{ cm}^4$

$Y_g = 65 \text{ cm}$

Placa 20 x 130cm

$P_u = 83.68 \text{ Ton} \rightarrow 83,680.00 \text{ Kg}$

$M_u = 82.60 \text{ Ton} - \text{m} \rightarrow 8,260,000.00 \text{ Kg-cm}$

$V_u = 22.31 \text{ Ton} \rightarrow 22310 \text{ Kg}$

##### Verificación Necesidad de Elementos de confinamiento

$$P_u/A_g + (M_u L_w / 2)/I_g \leq 0.20 f'_c$$

$1778.81 \text{ kg/cm}^2 > 42.00 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{si requiere bordes de confinamiento}$

### Diseño por Compresión

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'c A_g (1 - (klc / 32 t))$$

K = 1 (Para muros sin restricción a la rotura en sus extremos)

Lc = (Altura del piso)

$\Phi = 0.70$  (Factor de reducción de concreto por compresión pura)

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 20 \times 130 \times (1 - (1 \times 320 / 32 \times 20))$$

$$\phi P_{nw} = 105'110,00 \text{ kg} = 105.11 \text{ ton}$$

$\phi P_{nw} = 105.11 \text{ ton} > P_u = 83.68 \text{ ton} \rightarrow$  El muro no requiere refuerzo por compresión.

### Diseño por Flexión

El peralte efectivo de la sección se estima como:

$$d = 0.80 \times 1.30 = 1.04 \text{ m} \rightarrow 104 \text{ cm}$$

Se debe verificar que el muro se puede diseñar como un muro esbelto, lo cual depende de la relación entre el peralte efectivo y su altura.

$$d/h = 1.04/10.10 = 0.10 < 1.00$$

Por lo tanto el muro se puede diseñar como un elemento esbelto haciendo uso de la expresión:

$$M_u = \phi * f'c * b * d^2 * \omega * (1 - 0.59 * \omega)$$

$$M_u = 82.60 \text{ Ton-m} = 8'260,000.00 \text{ kg-cm} = 0.90 * 210 * 20 * 104^2 * \omega * (1 - 0.59 * \omega)$$

Hallando  $\omega$ :

$$\omega = 0.234$$

$$\rho = 0.0117$$

$$A_s = 0.020 * 20 * 104 = 24.34 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6  $\phi 3/4''$  + 4  $\phi 5/8''$  a cada extremo del muro específicamente en las columnas de confinamiento proyectadas en arquitectura de 30 x 30 cm.

### Diseño por Corte

En principio, se verificara que la fuerza cortante en el elemento no sea mayor que la máxima permitida, dado por la expresión:

$$V_{\text{máx}} = 2.7 * \sqrt{f'c} * d * t$$

$$V_{\text{máx}} = 2.7 * \sqrt{210} * 104 * 20 = 81,380.00 \text{ kg}$$

$$V_u / \phi = 22,340.00 / 0.85 = 26,280.00 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ máx} > V_u / \phi$$

La sección de la placa 0.20 x 1.30 m. es conforme.

Se verifica si se requiere refuerzo en dos capas usando la relación

$$\text{Si } V_c \geq 0.53 \sqrt{f'c} * A_{cv} \rightarrow \text{se necesita refuerzo en dos capas.}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 0.20 * 1.30 = 19.97 \text{ ton}$$

$$V_u = 22.34 \text{ ton} < V_c = 19.97 \text{ ton}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto en la sección ubicada en  $l_w/2$  de la base (menor que  $h_w/2$ ) es determinada a través de las expresiones:

$$V_c = 0.88 * \sqrt{f'_c} * h * d + (N_u d / 4 l_w) \dots(1)$$

$$V_c = (0.16 * \sqrt{f'_c} + l_w(0.33 * \sqrt{f'_c} + 0.2 (N_u/l_w * h)) / (M_u/V_u - l_w/2)) h * d \dots(2)$$

$N_u$ : Carga axial amplificada en el muro, positive si es de compresión y negativa si es de tracción.

$M_u$ : Momento flector amplificado en la sección analizada.

$V_u$ : Fuerza cortante amplificada en la sección analizada

$d$ : Peralte efectivo del muro, se estima como  $d = 0.8 l_w$

$l_w$ : longitud del muro

$h$ : espesor del muro

Conforme el termino  $M_u/V_u - l_w/2$  va disminuyendo, la relación (1) controla la resistencia del concreto.

El código ACI recomienda que la resistencia del concreto al corte entre el apoyo y la sección ubicada al valor menor entre  $l_w/2$ ,  $h_w/2$  deberá considerarse para el cálculo en dicha sección.

$$V_c = 0.88 * \sqrt{f'_c} * h * d + (N_u d / 4 l_w)$$

$$V_c = 0.88 * \sqrt{210} * 20 * 104 + (81,680.00 * 104 / 4 * 130) = 33,753.86 \text{ kg.}$$

$$V_c = (0.16 * \sqrt{f'_c} + l_w(0.33 * \sqrt{f'_c} + 0.2 (N_u/l_w * h)) / (M_u/V_u - l_w/2)) h * d$$

$$V_c = [0.16 * \sqrt{210} + 130 * (0.33 * \sqrt{210} + 0.2 * (81,680.00 / 130 * 20)) / (8,257,000.00 / 22,310.00 - 100/2)] * 20 * 104$$

$$V_c = 14,780.00 \text{ Kg} \rightarrow 14.78 \text{ ton}$$

Consideramos la Resistencia al corte más desfavorable:

$$V_c = 14.78 \text{ Ton.}$$

La resistencia al corte que debe ser aportada por el acero es:

$$V_s = V_n - V_c = (22.34/0.60) - 14.78 = 22.45 \text{ Ton.}$$

Comentario: el valor de  $\phi$  para cortante es de 0.85. Sin embargo, en forma conservadora se tomó 0.60.

Para el refuerzo horizontal requerido usaremos  $\phi$  3/8", cuyo espaciamiento está dado por:

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 2 \times 0.71 \times 4.2 \times 10^4 / 22.45 = 27.62 \text{ cm.}$$

La cuantía provista es:  $\rho = (0.71 \cdot 2) / (27.62 \times 20) = 0.0026 > 0.0025$ , Es conforme, por lo tanto se utilizará esta cuantía.

Calculando el Acero para un metro lineal de muro (1.00m) y un peralte (d) de 0.20m, para una  $\rho = 0.0026$ :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \rightarrow 0.0026 \cdot 100 \cdot 20 = 5.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S = 2 \cdot \phi / A_s \rightarrow 2 \cdot 0.71 / 5.20 \rightarrow 0.25 \text{ m.}$$

Comprobando las cuantías:

$$\rho_h = 0.0028 > \rho_{\min} = 0.0025 \rightarrow \text{El área de Acero escogida es conforme}$$

El refuerzo horizontal y su espaciamiento serán:

$$\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m.}$$

El refuerzo vertical del muro se determina a través de la expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - h_w/l_w) \cdot (\rho_h - 0.0025)$$

La cuantía vertical mínima será de 0.0025, pero no necesita ser mayor que el requerido por el refuerzo horizontal, su espaciamiento no excederá  $l_w/3$ ,  $3h$ , 45 cm.

El acero vertical requerido por corte es adicional al requerido por corte es adicional al requerido por Flexocompresión.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - 10.10/1.3) \times (0.0028 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0017 < \rho_{v\min} = 0.0025$$

Por lo tanto se recomienda usar el refuerzo longitudinal mínimo.

Calculando el Acero para un metro lineal de muro (1.00m) y un peralte (d) de 0.20m, para  $\rho$  mínima = 0.0025

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \rightarrow 0.0025 \cdot 100 \cdot 20 = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Usando } \phi = 3/8''$$

$$S = 2 \cdot \phi / A_s \rightarrow 2 \cdot 0.71 / 5.00 \rightarrow 0.28 \text{ m}$$

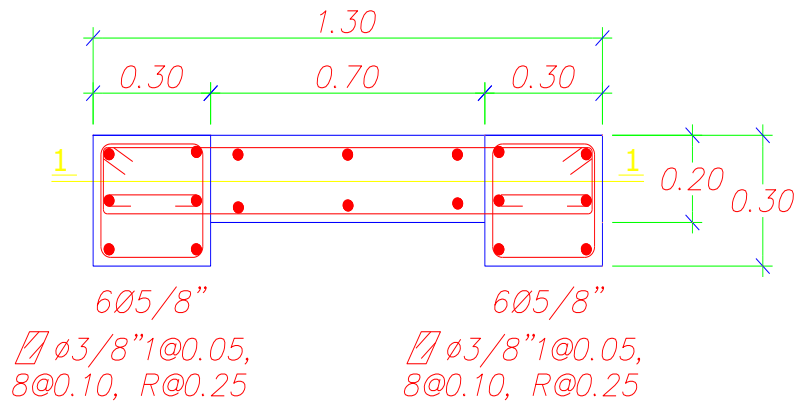
Comprobando las cuantías:

$$\rho_h = 0.0028 > \rho_{\min} = 0.0025 \rightarrow \text{El área de Acero escogida es conforme}$$

Se considera  $\phi 3/8'' @ 0.28 \text{ m}$ , en dos capas para el refuerzo vertical

Figura 19

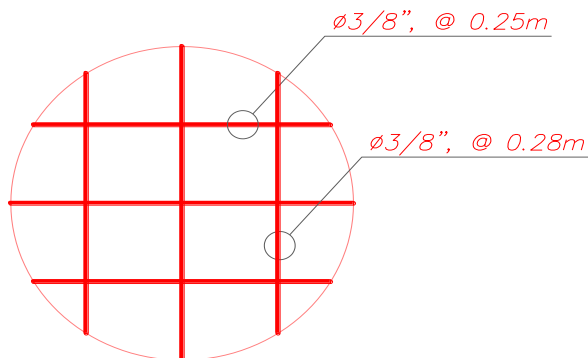
**Detalle de Placa PL-1 Confinada en los Bordes**



Fuente: De los Alumnos

Figura 20

**Detalle de Distribución de Refuerzo Horizontal y Vertical**



Fuente: De los Alumnos

Debido a que esta es una edificación convencional se podrá usar el procedimiento de superposición espectral.

El espectro de aceleración queda definido en función a la zona, el suelo y la categoría y sistema estructural de la edificación. La NTE-E.030 establece dos criterios de superposición: el primero en función a la suma de valores absolutos y la media cuadrática a determinarse mediante la siguiente expresión:

$r = 0.25 \sum |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum r_i^2}$ , y también como Combinación Cuadrática Completa de Valores (CQC).



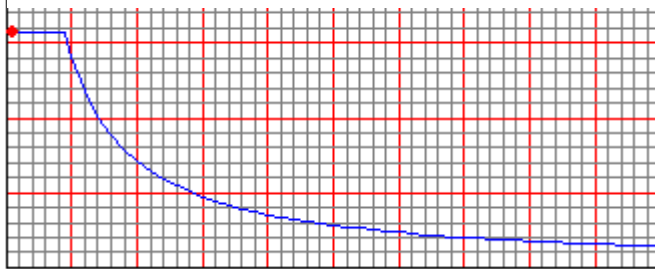
Para el análisis dinámico del edificio se ha considerado un espectro de pseudoaceleraciones en cada dirección horizontal, el cual está definido en el artículo 18 de la E.030 Diseño Sismoresistente.

$$S_a = Z U S C_g / R$$

$$S_a = 0.4 \times 1.3 \times 1.4 \times 2.5 \times 9.81 / 7.125 = 2.506 \text{ m/seg}^2$$

Figura 21

***Espectro de Aceleración Eje "X" e "Y"***



Fuente: De los Alumnos

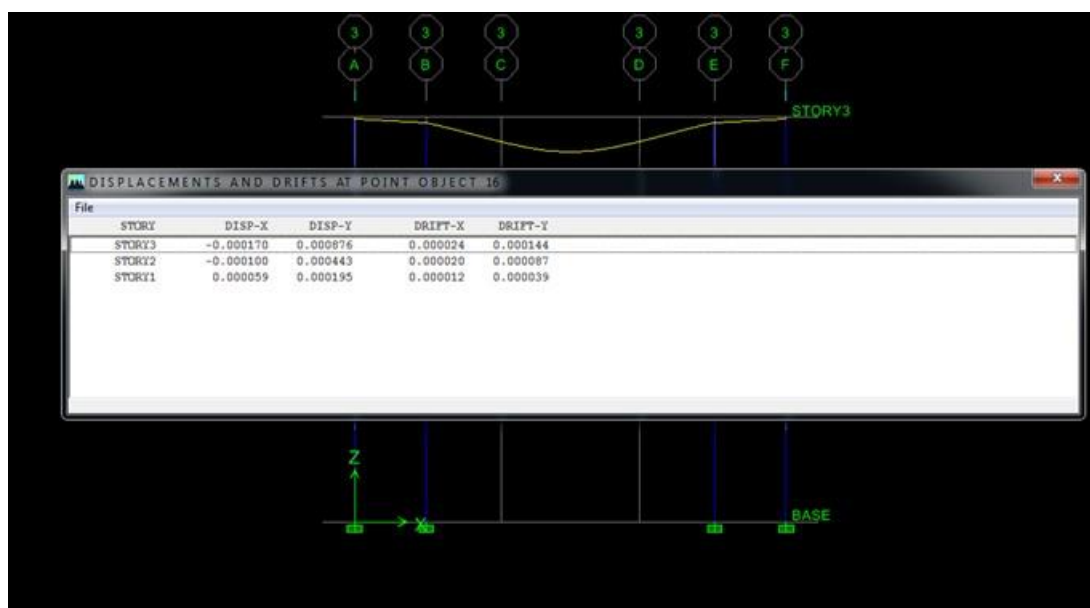
**Desplazamientos Laterales**

El cálculo de los desplazamientos se realizó con el programa ETABS. El valor que se obtiene del análisis dinámico debe multiplicarse por 0.75 veces el coeficiente de Reducción (R) para saber el desplazamiento real.

**Desplazamientos de Entrepiso**

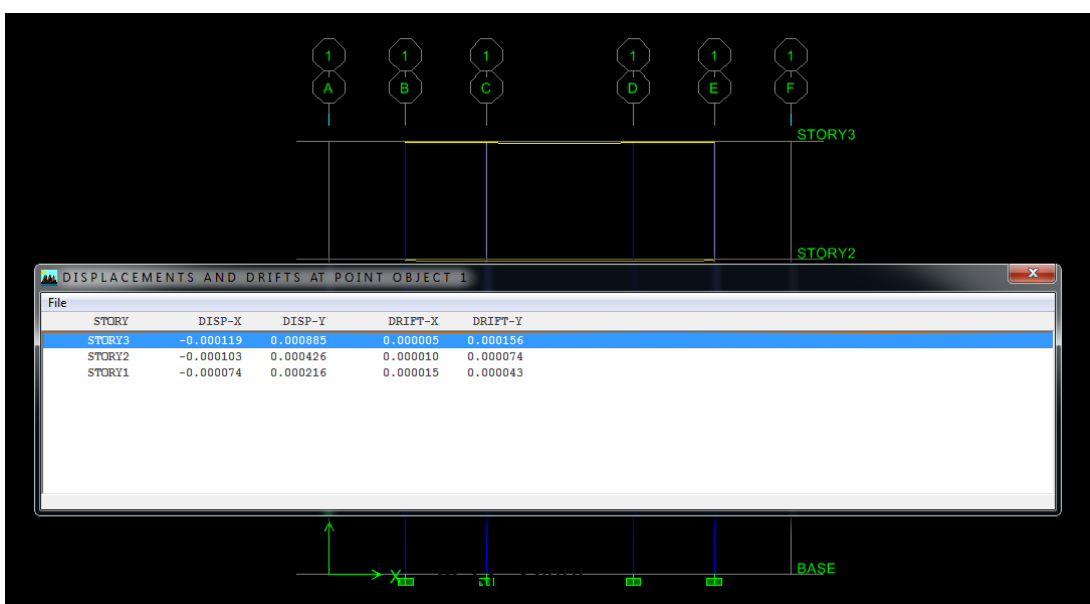
Según la norma E.030 debe controlarse la deriva de entrepiso, siendo este valor menor a 0.010 (artículo 15). La tabla con los resultados es la siguiente (valores en m.)

Figura 22  
*Derivas Máximas Eje “X”*



Fuente: De los Alumnos

Figura 23  
*Derivas Máximas Eje “Y”*



Fuente: De los Alumnos

Figura 24  
*Comprobación de Derivas*

COMPROBACIÓN DE DERIVAS										
Material	Acero									
R =	7.125									
Factor =	0.75									
Story	Point	Load	DispX	DispY	DriftX	DriftY	0.75*R*DispX	0.75*R*DispY	0.75*R*DriftX	0.75*R*DriftY
STORY3	16	COMB10	-0.0002	0.0009	0.000024	0.000144	-0.00106875	0.00480938	0.00012825	0.0007695
STORY2	16	COMB10	-0.0001	0.0004	0.00002	0.000087	-0.00053438	0.0021375	0.00010688	0.00046491
COMPROBACIÓN DE DERIVAS										
Material	Acero									
R =	7.125									
Factor =	0.75									
Story	Point	Load	DispX	DispY	DriftX	DriftY	0.75*R*DispX	0.75*R*DispY	0.75*R*DriftX	0.75*R*DriftY
STORY3	1	COMB10	-0.0001	0.0009	0.000005	0.000156	-0.00053438	0.00480938	2.6719E-05	0.0008336
STORY2	1	COMB10	-0.0001	0.0004	0.00001	0.000074	-0.00053438	0.0021375	5.3438E-05	0.0003954

Fuente: De los Alumnos

Debido a la baja capacidad portante en el Bloque “A”; de 03 Niveles se resuelve la cimentación una mezcla de zapata combinada central con una losa o platea de cimentación.

## Cargas de Servicio

Pd = 43.08 ton

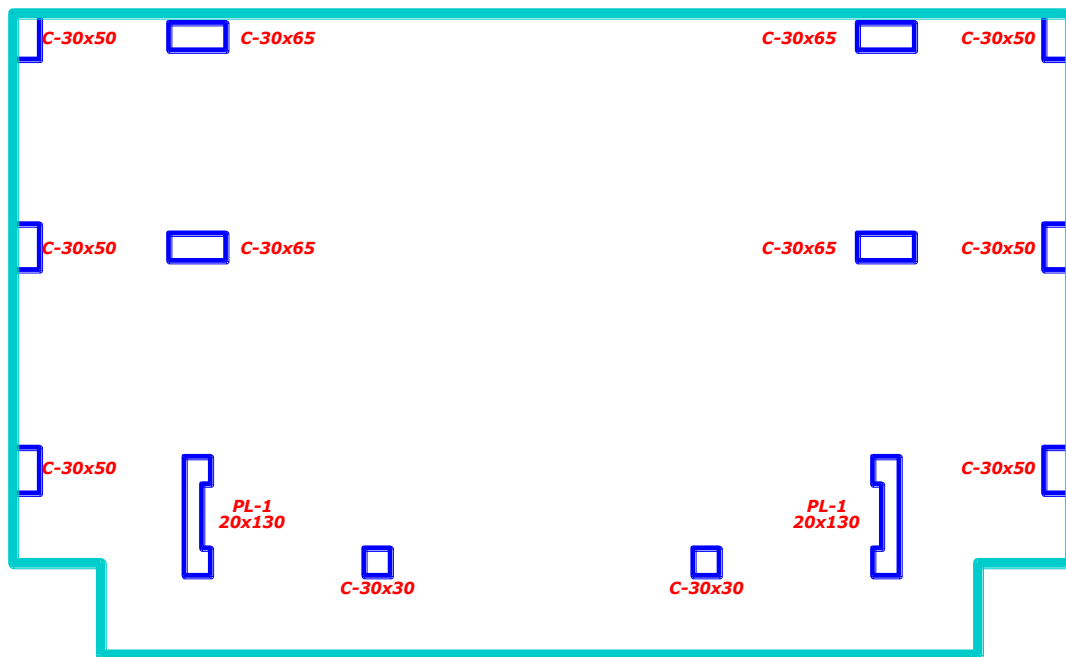
Pl = 7.99 ton

$$P_{servicio} = P_d + P_l = 51.07 \text{ ton}$$
$$\sigma_{\text{neto}} = 10 \text{ ton/m}^2 - 1.80 \text{ m} \times 2 \text{ ton/m}^3 - 0.30 \text{ ton/m}^2$$
$$\sigma_{\text{neto}} = 6.10 \text{ ton/m}^2$$
$$\text{Area zapata} = 1.20 \times 51.07 \text{ ton} / 6.10 \text{ ton/m}^2 = 10 \text{ m}^2$$
$$A_z = \sqrt{210} = 3.20 \times 3.20 \text{ m}^2$$

Por tanto se concluye que la cimentación corresponde a una zapata combinada central al igual que la estructura de concreto armado diseñada en el otro modelo, las cargas actuantes están en el mismo orden de magnitud por tanto la cimentación es la misma que el Bloque “A” de la Propuesta N° 01.

Se presenta las cargas de los diferentes elementos estructurales se están considerando las 06 columnas exteriores de 30 x50, 04 columnas interiores de 30 x 65, 02 placas de 20x100 y 02 columnas de 30 x 30 ubicadas en la parte frontal de ingreso según arquitectura. En el Bloque “A”.

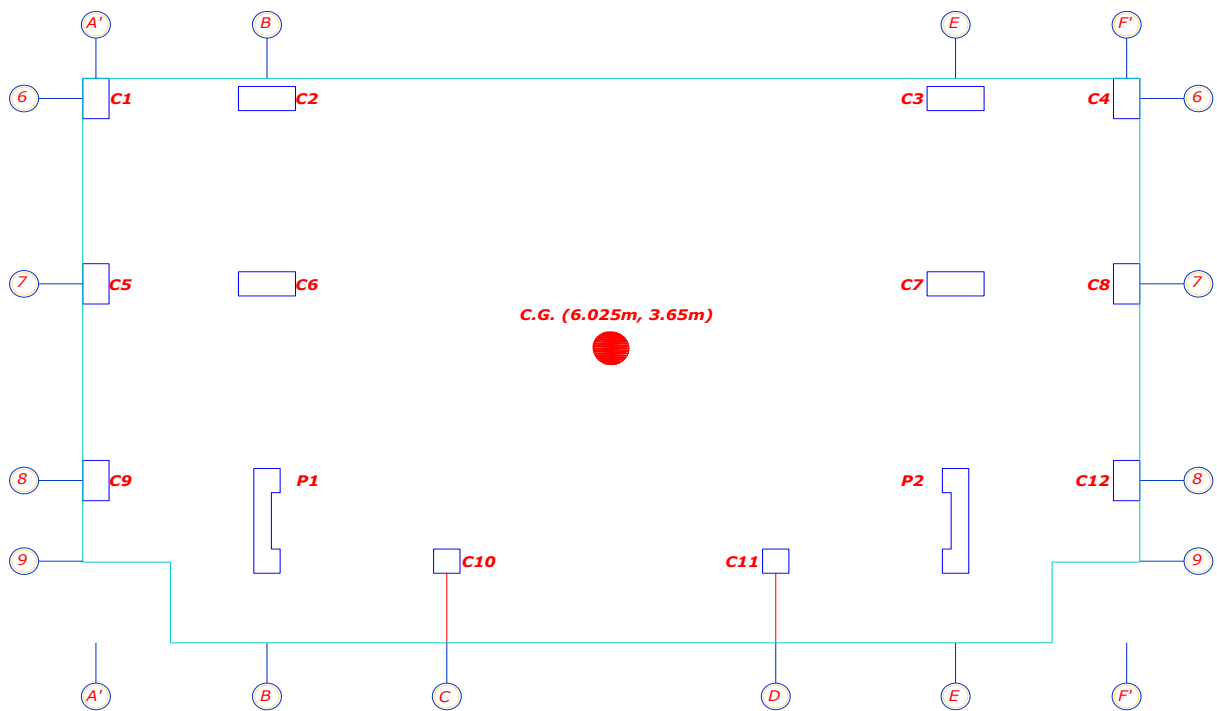
Figura 25  
*Ubicación de Columnas y placas*



Fuente: De los Alumnos

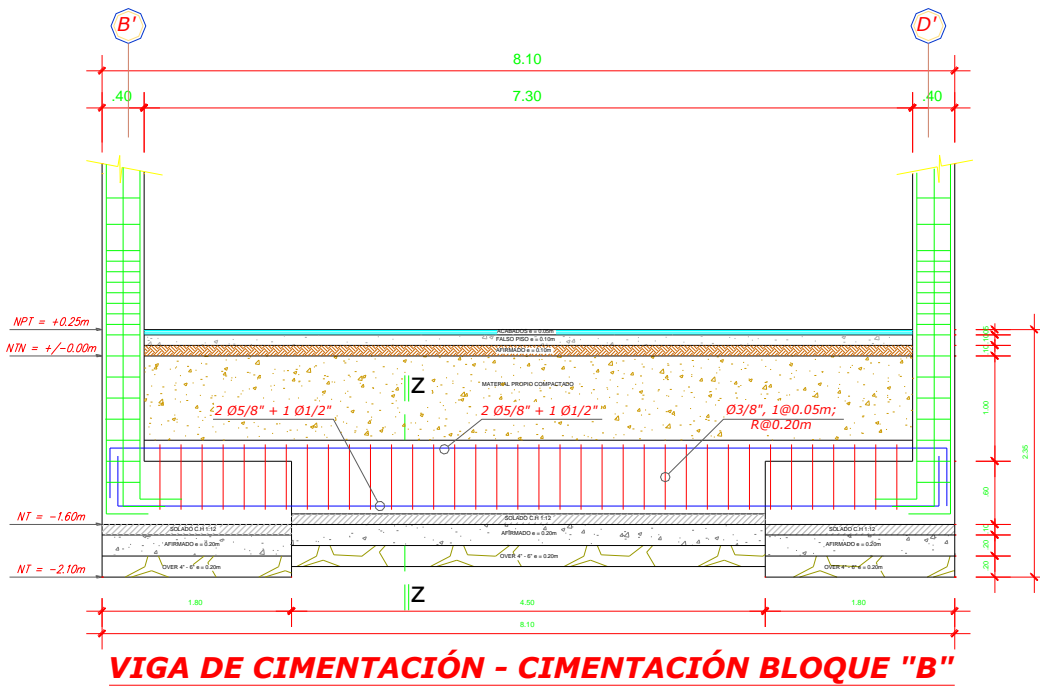
Excentricidades de los elementos verticales: acorde con la propuesta arquitectónica se indica lo siguiente:

Figura 26  
***Ubicación de Centro de Gravedad y Denominación de Columnas y Placas para Determinación de Excentricidades de los Elementos Verticales, Bloque “A”***



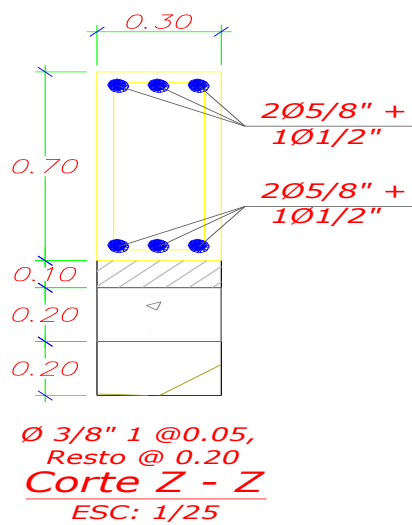
Fuente: De los Alumnos

Figura 27  
Detalle Viga Cimentación con Zapata Bloque "B"



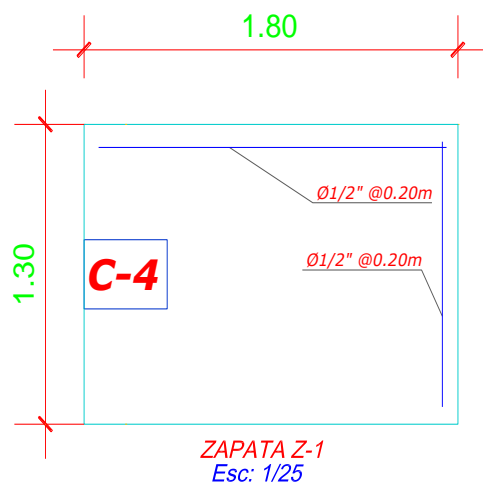
Fuente: De los Alumnos

Figura 28  
Detalle de Corte Viga de Cimentación



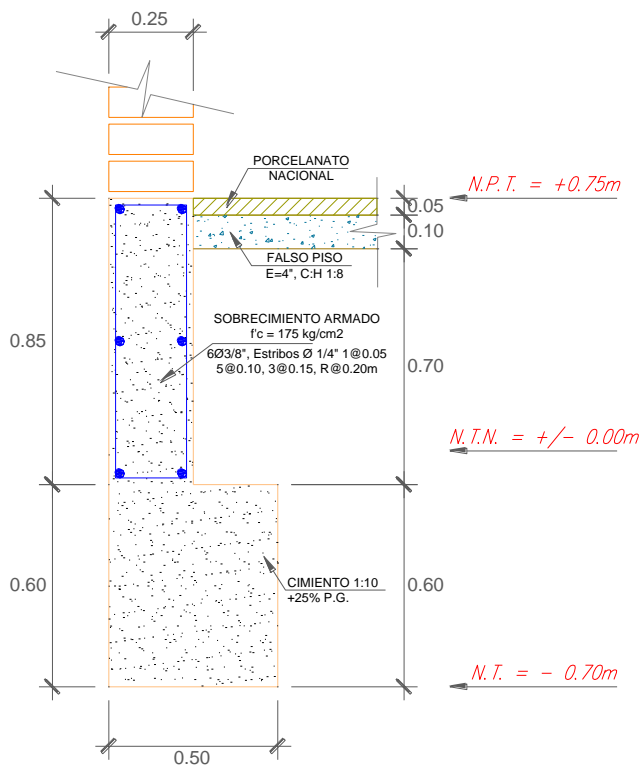
Fuente: De los Alumnos

Figura 29  
Detalle de Zapata Z-1



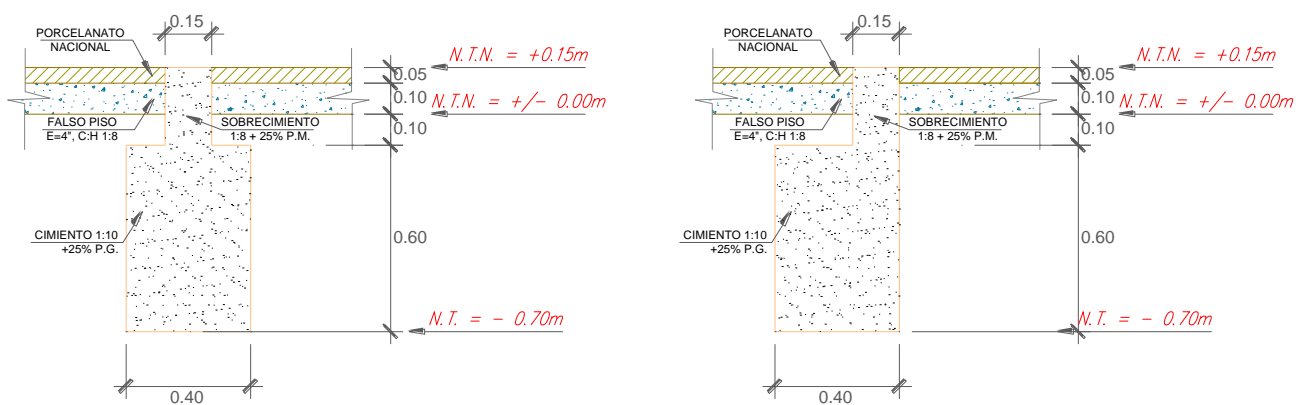
Fuente: De los Alumnos

Figura 30  
**Detalle de Cimentación Corrida**



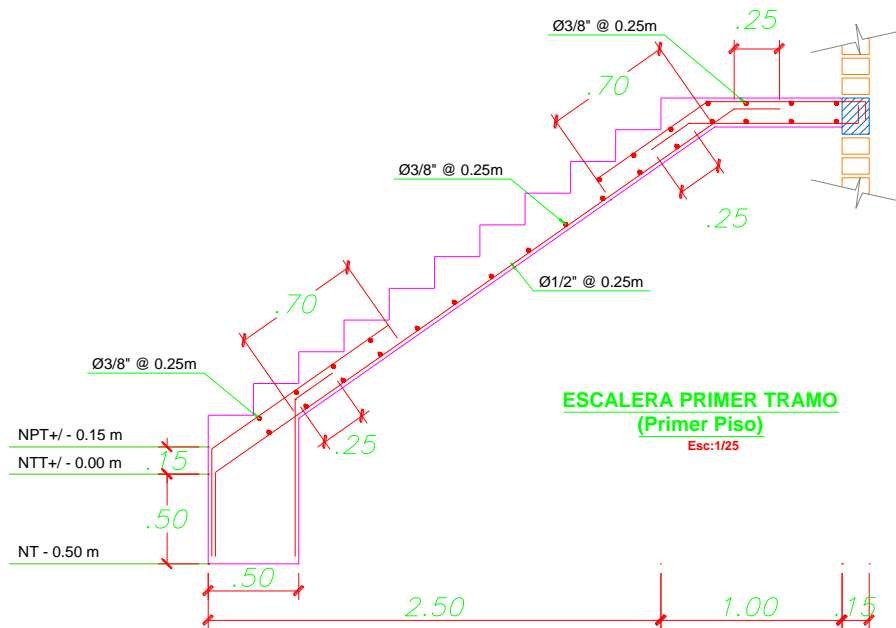
Fuente: De los Alumnos

Figura 31  
**Detalle Cimiento Corrido 4-4, 5-5**



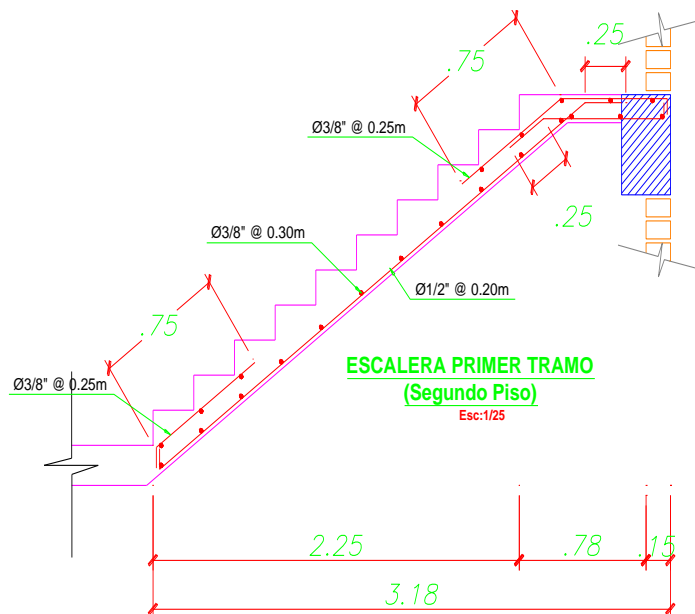
Fuente: De los Alumnos

Figura 32  
**Detalle de Distribución Final de Acero-Escalera**



Fuente: De los Alumnos

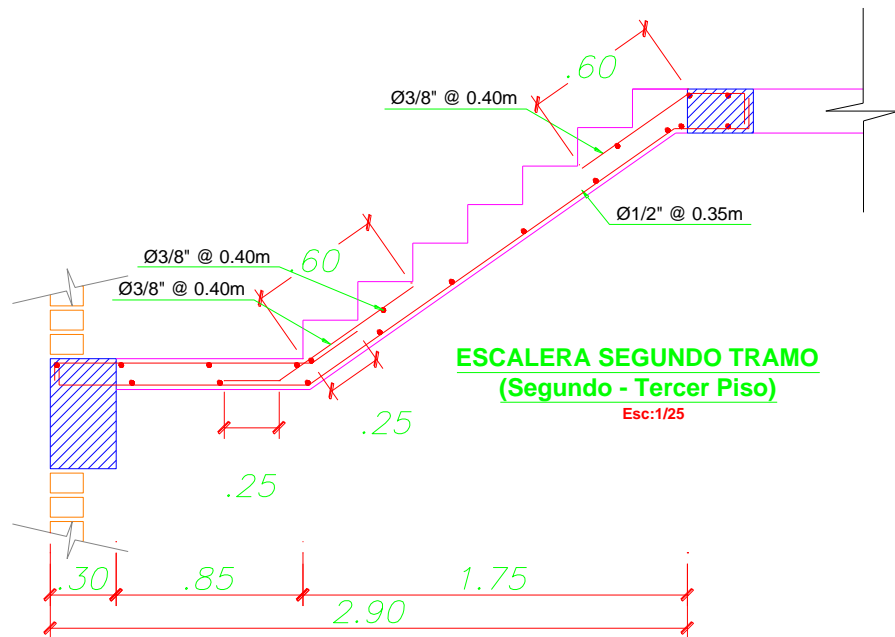
Figura 33  
**Detalle Distribución de Acero: Tramo I, 2°-3°**



Fuente: De los Alumnos



Figura 34  
***Distribución Final de Acero: Tramo II. 2°-3°***



Fuente: De los Alumnos

Tabla 14

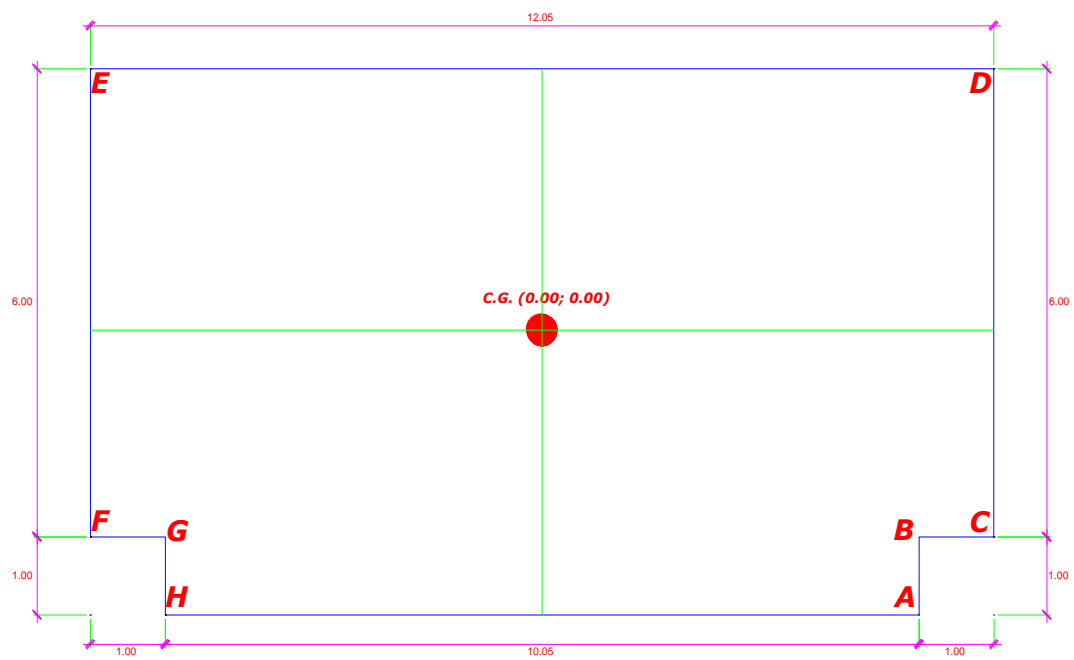
**Verificaciones por Cargas de Gravedad Sobre la Zapata Combinada, Bloque "A"**

<b><u>Elementos</u></b>	<b><u>Cargas</u></b>	<b><u>P</u></b> <b><u>(Ton)</u></b>	<b><u>ex</u></b> <b><u>(m)</u></b>	<b><u>ey</u></b> <b><u>(m)</u></b>	<b><u>mx (t-</u></b> <b><u>m)</u></b>	<b><u>my (t-</u></b> <b><u>m)</u></b>	<b><u>MX (t-</u></b> <b><u>m)</u></b>	<b><u>MY (t-</u></b> <b><u>m)</u></b>
<b>C1</b>	Muerta	13.72	-5.875	3.100	-0.15	0.16	42.38	-80.45
<b>30 x 50</b>	Viva	0.78			-0.04	0.02	2.38	-4.56
<b>C2</b>	Muerta	39.77	-3.925	3.100	-2.70	-0.07	120.59	-156.17
<b>30 x 65</b>	Viva	6.53			-0.79	0.01	19.45	-25.62
<b>C3</b>	Muerta	39.77	3.925	3.100	-2.70	-0.07	120.59	156.03
<b>30 x 65</b>	Viva	6.53			-0.79	0.01	19.45	25.64
<b>C4</b>	Muerta	13.72	5.875	3.100	-0.15	0.16	42.38	80.77
<b>30 x 50</b>	Viva	0.78			-0.04	0.02	2.38	4.6
<b>C5</b>	Muerta	13.72	-5.875	0.800	-0.15	0.16	10.83	-80.45
<b>30 x 50</b>	Viva	0.78			-0.04	0.02	0.58	-4.56
<b>C6</b>	Muerta	39.77	-3.925	0.800	-2.70	-0.07	29.12	-156.17
<b>30 x 65</b>	Viva	6.53			-0.79	0.01	4.43	-25.62
<b>C7</b>	Muerta	39.77	3.925	0.800	-2.70	-0.07	29.12	156.03
<b>30 x 65</b>	Viva	6.53			-0.79	0.01	4.43	25.64
<b>C8</b>	Muerta	13.72	5.875	0.800	-0.15	0.16	10.83	80.77
<b>30 x 50</b>	Viva	0.78			-0.04	0.02	0.58	4.6
<b>C9</b>	Muerta	13.72	-5.875	-1.638	-0.15	0.16	-22.62	-80.45
<b>30 x 50</b>	Viva	0.78			-0.04	0.02	-1.32	-4.56
<b>P-1</b>	Muerta	41.39	-3.975	-2.138	2.24	0.35	-86.25	-164.18
<b>20 x 130</b>	Viva	6.17			0.39	0.09	-12.8	-24.44
<b>C10</b>	Muerta	12.13	-1.875	-2.638	0.02	-0.04	-31.98	-22.78
<b>30 x 30</b>	Viva	0.54			0.00	-0.01	-1.42	-1.02
<b>C10</b>	Muerta	12.13	1.875	-2.638	0.02	-0.04	-31.98	22.7
<b>30 x 30</b>	Viva	0.54			0.00	-0.01	-1.42	1
<b>P-2</b>	Muerta	41.39	3.975	-2.138	2.24	0.35	-86.25	164.88
<b>20 x 130</b>	Viva	6.17			0.39	0.09	-12.8	24.62
<b>C12</b>	Muerta	13.72	5.875	-1.638	-0.15	0.16	-22.62	80.77
<b>30 x 50</b>	Viva	0.78			-0.04	0.02	-1.32	4.6
<b>Total</b>		<b>392.66</b>			<b>Total</b>		<b>146.74</b>	<b>1.62</b>

Fuente: De los Alumnos

Figura 35

***Vértices Perimétricas de la Zapata Combinada, Bloque “A”***

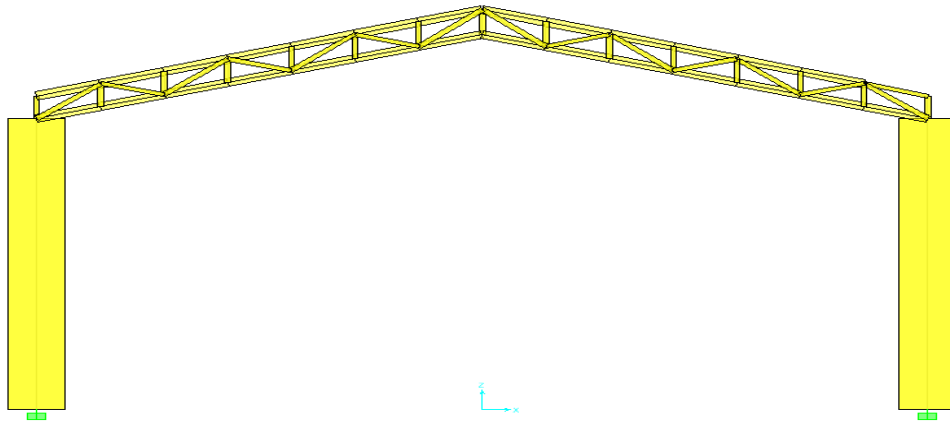


Fuente: De los Alumnos

Para los diseños en acero de la estructuras A-36. En el Bloque “B”

Figura 36

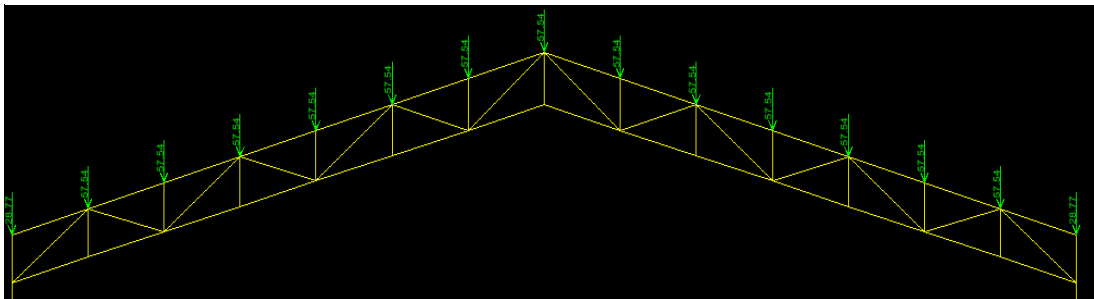
***Geometría del Tijeral***



Fuente: De los Alumnos

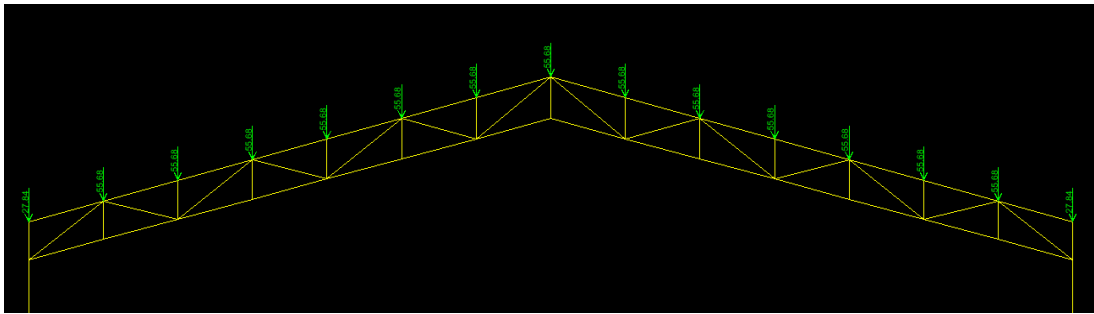
Figura 37

***Metrado de Carga Muerta-Programa SAP 2000***



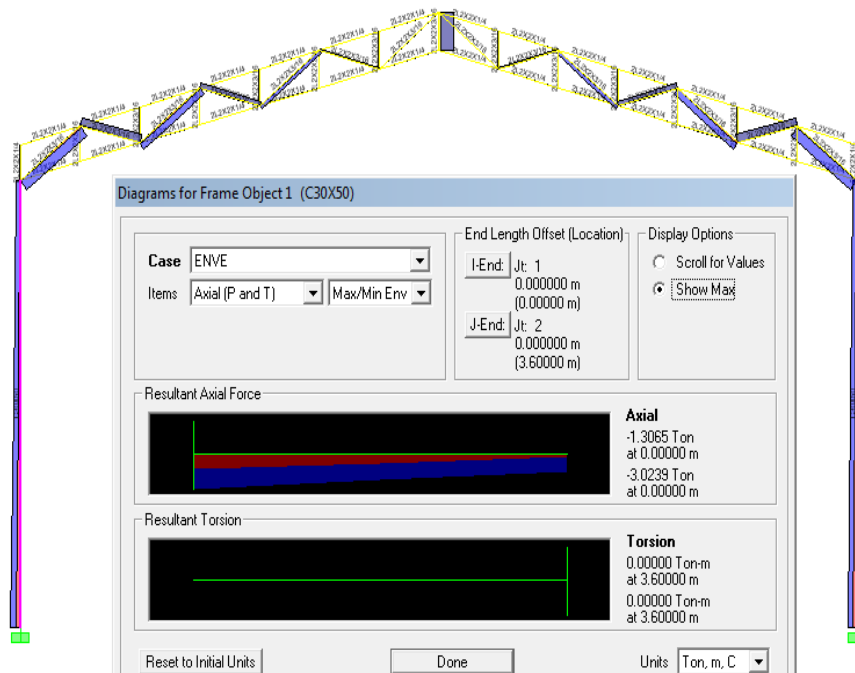
Fuente: De los Alumnos

Figura 38  
**Metrado de Carga Viva-Programa SAP2000**



Fuente: De los Alumnos - El diseño de Concreto armado se ha considerado la normativa peruana E-060 y el ACI.

Figura 39  
**Diseño de Columnas de Apoyo en Acero**



Fuente: De los Alumnos

Figura 40  
Resultados SAP2000, Columnas 30 x 50 cm

Concrete Design Information ACI318-99

File

ACI 318-99	COLUMN SECTION DESIGN	Type: Sway Special	Units: Ton, m, C	(Summary)		
L=3.600						
Element	:	1	B=0.300	D=0.500	dc=0.046	
Station Loc	:	3.600	E=2000000.00	fc=2100.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Section ID	:	C30X50	Fy=42000.000	fys=28000.000	As=0.002 (Determined)	
Combo ID	:	DC0N6	RLLF=1.000	EQF=1.000	AS=1.000% (Determined)	
Phi(Compression-Spiral):		0.750	Overstrength Factor: 1.25			
Phi(Compression-Tied):		0.700				
Phi(Tension):		0.900				
Phi(Bending):		0.900				
Phi(Shear):		0.850				
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Area	Pu	M2	M3	M2	M3
	0.002	0.140	0.000	0.004	0.003	0.004
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Cn	Delta_ns	Delta_s	K	L	
	Factor	Factor	Factor	Factor	Length	
Major Bending(M3)	1.000	1.000	1.000	1.000	3.600	
Minor Bending(M2)	1.000	1.001	1.000	1.000	3.600	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Design	Shear	Shear	Shear	Shear	
	Rebar	Uu	phi*Uc	phi*Us	Up	
Major Shear(U2)	0.000	0.000	8.909	0.000	0.000	
Minor Shear(U3)	0.000	0.000	8.311	0.000	0.000	
JOINT SHEAR DESIGN						
	Joint	Shear	Shear	Shear	Joint	
	Ratio	UuTop	UuTot	phi*Uc	Area	
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS						
	Major	Minor				
	Ratio	Ratio				

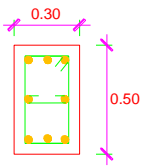

Units

Ton, m, C

Fuente: De los Alumnos

Tal como se aprecia en la salida de resultados del SAP-2000, corresponde para la columna de 30 x 50cm una cuantía de 1% es decir la cuantía mínima por tanto el área de acero es de 15 cm<sup>2</sup>. As = 15 cm<sup>2</sup>, As real será de 8 ϕ de 5/8", tal como se aprecia en el esquema.

Figura 41  
Cuadro de Columna en Bloque "B"

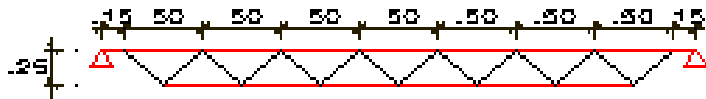
CUADRO DE COLUMNA	
TIPO	C-3
TIPO DE COLUMNA Y DIMENSION	
1° PISO	8ø5/8"
ESTRIBAJE	 1038": 1@.05.5@.10.3@.15, rdo@.20 ambos extremos

Fuente: De los Alumnos

Para el análisis de la vigueta de celosía estamos considerando la luz más crítica o de mayor luz entre ejes siendo este de 3.80 m, ver en planos de techo de tijerales. Se analiza estas viguetas como simplemente apoyadas sobre el Tijeral principal, el área tributaria se analizara con un 1.00 de ancho x 3.80 m. de largo. Se considerara para las viguetas una longitud de 3.80 m repartido según esquema por 7x 0.50 paños +0.15 \*2 de anclaje o apoyo en el Tijeral

Figura 42

***Diseño de Viguetas de Celosía en Tijerales***



Fuente: De los Alumnos

Figura 43

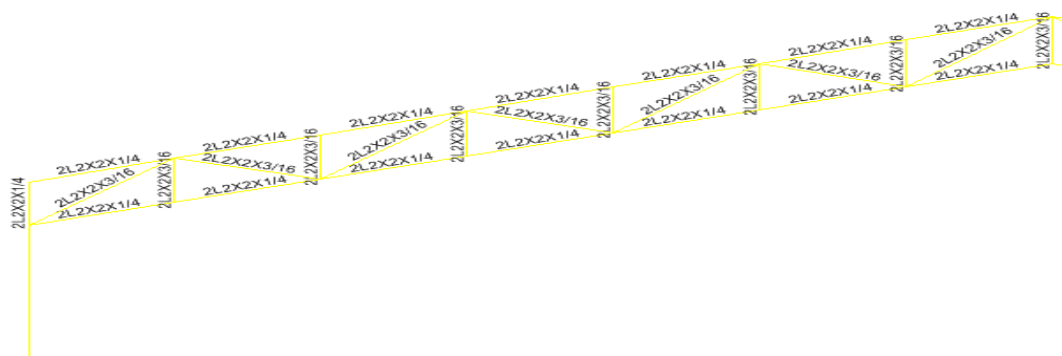
***Diseño de Viguetas Tipo I, Tipo II***



Fuente: De los Alumnos

Figura 44

***Diseño Tipo I; Se presenta al Medio Tijeral que es Simétrico Respecto al Eje Central***

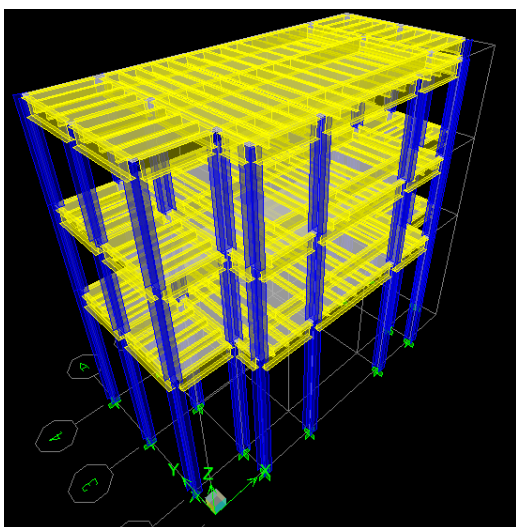


Fuente: De los Alumnos

**Análisis Estructural:** Para el análisis estructural se ha realizado el metrado de cargas de Servicio (carga muerta y carga viva) con el fin de que las vigas metálicas de los pórticos por niveles tanto en dirección x e y, esto se realizó con áreas de influencia tributarias. Para las cargas de sismo se ha considerado el espectro de respuesta sísmico tanto en la dirección x e y. El modelo se ha considerado los techos como diafragmas y con 03 grados de libertad dinámicos por piso en referencia al análisis modal es decir 12 formas de modo. Luego de ello se ha procedido a realizar el análisis estructural con el Etabs con el fin de determinar las fuerzas y deformaciones.

Figura 45

***Modelo ETABS-Pórticos de Acero, Bloque “A”***

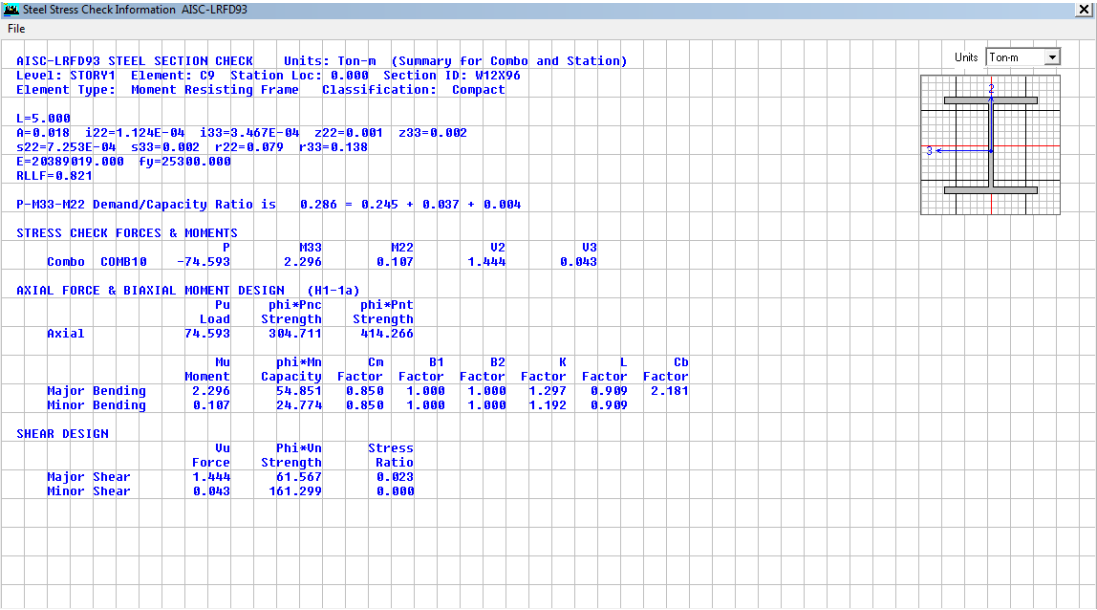


Fuente: De los Alumnos



Figura 46

*Verificación de los Perfiles en el Software ETABS*



Fuente: De los Alumnos

#### IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

Esta investigación tuvo como propósito elaborar una propuesta estructural para el templo-casa pastoral ubicado en el Urb. Popular Nueva Sullana.

Para esto se han elaborado dos propuestas: la primera se elaboró utilizando el sistema aporticado (pórticos constituidos por elementos de concreto armado) y la segunda propuesta utilizando el sistema metálico (pórticos constituidos por elementos de perfiles de acero), realizando el análisis estructural de cada uno de los sistemas.

Del estudio de mecánica de suelos se realizaron se obtuvieron los datos para determinar el tipo de cimentación de cada una de las propuestas.

Los parámetros sísmicos para la realización de análisis estructural clasifican como Suelos tipo S3 con un  $S=1.4$ , el periodo que define la plataforma del Espectro  $T_p=0.90$  seg, el factor de zona 3,  $Z(g)=0.4$ , el uso corresponde a 1.3.

La arquitectura propuesta nos muestra una estructura irregular en la dirección X, no así en la dirección Y, pero con fines de ser conservadores el factor  $R=8$  para pórticos se ha considerado  $R_{x3/4}=6$  en ambas direcciones, la edificación su estructuración corresponde a netamente aporticado en ambas direcciones, pero por una seguridad los elementos estructurales se han dimensionado en mayor dimensión tratando que se tenga adecuada rigidez en ambas direcciones, por la razón de suelo flexible y la zona que es netamente sísmica. Se hizo la verificación del bloque A utilizando el sistema a porticado no acorde con las normas E-030 por lo que optamos por el sistema dual.

El periodo fundamental con el Reglamento según E030 corresponde a  $T=0.26$  seg y con respecto al análisis dinámico modal para  $T_x=0.41$  seg(1° modo) y para  $T_y=0.35$  seg(2° modo) estos por ser mayores al del reglamento por tanto su coeficiente sísmico es menor, el modelo estructural planteado no toma en cuenta los tabiques es decir los aísla, si se carga su peso propio en el modelo y se obvia su rigidez, pero si generan una fuerza axial durante el sismo, además si durante la ejecución no se aislaron adecuadamente los tabiques esto ya generaría un nuevo sistema de solicitaciones( fuerzas –deformaciones) debido a la mayor rigidez de los pórticos, por tanto el periodo fundamental será otro y por tanto el coeficiente sísmico será mayor. Es decir los elementos estructurales verticales no estarían muy probable con el dimensionamiento adecuado y menos con el refuerzo adecuado.

Según la masa de participación modal de los 02 primeros modos según los desplazamientos visualizados en el SAP 2000 corresponde a Desplazamientos horizontales sin torsión, el corte es directo sin torsiones en los 02 primeros modos.

De los resultados del análisis estructural de la primera propuesta se obtuvo que los desplazamientos laterales de los entresijos eran mayores que los establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones, es por esta razón que las dimensiones de los elementos estructurales han sido modificados para asegurar la adecuada rigidez de los elementos para mantener las deformaciones – desplazamientos dentro del rango óptimo establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para controlar estos desplazamientos ha sido necesario el uso de muros de corte o placas, de esta manera las placas o muros de corte tomarán la mayor parte del cortante sísmico y así aliviarán los esfuerzos de las columnas.

Así mismo se realizó el análisis para la estructura metálica obteniéndose de los resultados que este tiene un mejor comportamiento ante la acción de fuerzas sísmicas, con desplazamientos de los entresijos dentro del rango que se encuentran determinados en la tabla N° 08 LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTRESIJO, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Del análisis estructural se determinó que los perfiles de acero propuestos resisten las sollicitaciones de carga.

Los estudios de mecánica de suelos determinaron que la capacidad portante del suelo es 1 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que se ha optado el uso de una platea o losa de cimentación para ambas propuestas en el Bloque “A”, con el fin de evitar asentamientos diferenciales y también porque al considerarse zapatas aisladas están se traslapaban.

En el Bloque “B” la capacidad portante del suelo es 1.06 kg/cm<sup>2</sup>, realizándose un análisis para determinar el tipo de cimentación en este bloque. Se analizó por zapatas aisladas y zapatas conectadas obteniéndose el traslape de estos tipos de cimentación, por lo cual se optó por una zapata combinada conectada por una viga de cimentación en la Propuesta N° 01, mientras que en la propuesta N° 02 el tipo de cimentación a usar fue el de zapata aislada ya que no presentaba problemas por traslape y además es resistente a las sollicitaciones de carga.

Para un mejor análisis para la elección de las propuestas del templo-casa pastoral ubicado en el Urb. Popular Nueva Sullana, se ha realizado un presupuesto de cada una de las propuestas, presupuestos que se encuentra en los anexos presentados en la presente

investigación, obteniéndose que el la propuesta más económica es la del Sistema Aporticado.

Bairán & Moreno (2014), en el trabajo de tesis final de master de ingeniería estructural y de la construcción “Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“push-over”)”, llegaron a las siguientes conclusiones: Evalúan el daño tomando en cuenta la capacidad de cedencia y última de la estructura, por lo que es una metodología que considera la fragilidad y capacidad de la edificación. Contempla además, la pérdida de rigidez de la edificación a través del parámetro FH como un factor más de causa de daño a parte de la ductilidad. Por último, considera el efecto que tiene el desfase de la curva de capacidad bilineal.

Llano Iza, A. (2015), Según lo investigado se determina dentro del NSP, que el nivel de desempeño de la estructura correspondiente al rango IO (Immediate Occupancy), puesto que aproximadamente el 44% de rótulas plásticas de todos los modelos realizados, alcanzan el nivel de desempeño IO; mientras que el resto de rótulas se encuentran en el rango elástico todavía.

Después de relacionar a Bairán & Moreno y Llano Iza, A nuestro Proyecto, con respecto a Bairán & Moreno; no existe daños para nuestra infraestructura pero si se han considerado los posibles cargas para evitar deficiencias futuras o ante un evento telúrico. A Llano Iza, A. los desempeños son los óptimos según las funciones de habitabilidad.

Alvitres R., y Enciso E- (2011), El diseño de la cimentación superficial, se proyectó, teniendo en cuenta la capacidad portante del terreno y la naturaleza de la edificación. Eligiéndose Losa de cimentación con Viga de Cimentación porque el área de zapatas necesarias es mayor que la mitad del área de cimentación.

Cerna, M. y Galicia W, (2010), Para las estructuras nuevas, se deberá tener mucho cuidado en los agregados y el agua que se usarán para la producción del concreto. La cantidad elevada por daño por Eflorescencia nos indica la presencia de agregados contaminados. El P.J. Villa María es la zona más crítica debido a los índices altos de daños y fallas que presentan las estructuras en esta zona.

Con respecto a Alvitres R., y Enciso E- ; se ha considerado la capacidad portante del suelo, se llevaron a cabo dos perforaciones en el terreno, se están tomando las sugerencias indicando para el Bloque de “B” de un solo nivel sus zapatas sean conectadas.

Cerna, M. y Galicia W, se deberá considerar como recomendación que los agregados y el agua al momento de ejecutar la construcción; las cantidades son las proporciones indicadas en especificaciones técnicas sean adecuadas, para no tener inconveniente con la eflorescencia en la mezcla.

Delgado, R. y Rodríguez, C. (2006), El sistema estructural es de muros portantes delgados de concreto armado (10 ó 12 cm) con una malla electrosoldada central y en los extremos varillas de refuerzo adicional sin confinar de acero de grado 60. Para el sistema de techos se utilizan losas macizas de concreto con espesores de 10 y 12 cm, reforzadas con mallas electrosoldadas y bastones.

Guevara, I. y Vera, E. (2013), Para el pre dimensionamiento el peralte de las vigas se utilizó un valor entre  $L/10$  y  $L/12$ , lo que permitió armar las vigas sin congestión de acero. La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño. Al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real. La configuración de la arquitectura de este edificio nos permitió fijar un sistema sismo resistente basado en placas para el uso de calzada en el semisótano, sin embargo, también se pudo optar por un sistema más tradicional basado en vigas y columnas que forman pórticos lo cual proporcionan un buen diseño estructural. El diseño y dimensionamiento final de los elementos estructurales deberán tener en cuenta las restricciones propias de los procesos constructivos, así como los posibles problemas presentados durante la construcción sobre todo en los límites del terreno.

En cuanto a Delgado, R. y Rodríguez, C.; en nuestra propuesta se ha considerado el empleo de estructuras metálicas para el Bloque “B”, de un solo nivel con techo a dos aguas. Para Guevara, I. y Vera, E. se realizaron los predimensionamientos en losa aligerada, vigas, columnas, placa del Bloque “B”. El software que se emplea es el sap2000. La estructura se modela mediante elementos finitos (elementos tipo Shell), los cuales fueron divididos en elementos de un tamaño máximo de 0.50m x 0.50m, para lograr una mejor distribución de los esfuerzos resultantes, es importante mencionar que las propiedades de los materiales y dimensiones de las secciones tentativas se consideraron de acuerdo a lo especificado por la norma peruana para el análisis y diseño de EMDL. Se realizaron 12 modelos del edificio: modelo convencional, modelo de Wilder, modelo de Barkan y modelo de la Norma Rusa, en cada uno de ellos se realizaron los análisis Estático, Espectral, Tiempo Historia. Para así definir las cargas puntuales, y así no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes.

Gamboa, M. y Asareto, A. (2014), se debe a que la incorporación de placas incrementa la rigidez de la estructura y los dispositivos viscosos la mantienen flexible.

Guzmán, G. (2013), Debido a las irregularidades tanto en planta como en elevación, así como la presencia de una garganta en los últimos pisos de la edificación, la estructura desarrolla un comportamiento irregular en la dirección del “Sismo Y”, lo cual se pudo apreciar en las gráficas de los desplazamientos obtenidos. Además, el edificio presenta estrechamientos de comportamiento flexible en algunos pisos debido a la baja distribución de inercia.

Minchan, L. y Ruiton, G. (2013), Los desplazamientos tal como debió esperarse se dan en el último piso, obteniendo el más desfavorable con el análisis sísmico espectral con 2% de amortiguamiento, mientras que con análisis sísmico espectral con 5% de amortiguamiento se obtienen desplazamientos más pequeños.

López, M. (2012), En la interacción suelo-estructura los desplazamientos de entrepiso y las fuerzas internas están en función de los coeficientes de rigidez y estos están en función de las características del edificio, suelo de fundación y zapatas. En la edificación regular: los desplazamientos de entrepiso se incrementan con la interacción suelo-estructura, debido a la flexibilidad de la base. En la edificación regular: en el análisis estático los modelos dinámicos de Ilichev y Sargsian no cumplen con las derivas de la norma E.030, los modelos empotrados en la base, Barkan y la Norma Rusa si cumplen con las derivas de la norma

E.030; en el análisis dinámico espectral y tiempo-historia los modelos de empotrado en la base, Barkan, Ilichev, Sargsian y la Norma Rusa y si cumplen con las derivas de la norma E.030.

Zárate, S. y Vega, A. (2012), Los resultados manifiestan que del Modelo Normativo Empotrado al Modelo de Interacción Suelo Estructura (Balasto y Barkan) hay un aumento de los periodos, aumento de los desplazamientos pero disminución de las fuerzas, confirmando el desarrollo de la hipótesis de estos modelos. La inclusión de Software especializados en la modelación y diseño estructural proveen una herramienta muy útil y representativa para analizar los diferentes comportamientos a los cuales las estructuras están sometidos durante un evento sísmico.

En cuanto a Gamboa, M. y Asareto, Para la infraestructura se ha considerado, placas en el Bloque “B” de los tres niveles; ya que esta absorberá los desplazamientos. Guzmán, G., López, M. y Minchan, L., Ruiton, G., Zárate, S. y Vega, A., La edificación tiene Por Irregularidad por Esquinas Entrantes es Irregular en Dirección X, en dirección Y es regular. Por Irregularidad por discontinuidad de diafragmas es Regular. Por Irregularidad de Masa es Regular.

## **V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **CONCLUSIONES**

Se llevó a cabo mediante un equipo topográfico y se determinaron; que el terreno es totalmente llano sin pendiente que implicarían profundidades pronunciables.

Se trabajó considerando Las norma de Sismo, Uso de Suelo, tipo de Edificación y de Carga del RNE.

Los elementos estructurales pararon por el software Sap2000 y se rectificaron los resultado ver anexos.

Para la propuesta económica llegó a la conclusión del Bloque A será en las de estructuras flexibles (Celosías de acero) como de la edificación de acero estructural, estas sus dimensiones de los elementos resistentes se encuentran adecuados y además resisten ante las solicitaciones de carga. La propuesta de losa colaborante compuesta es una buena alternativa para los entresijos, es una cuestión de valorar costos sobre las losas convencionales

### **RECOMENDACIONES**

Considerar en el diseño las condiciones locales del suelo, para la elaboración del espectro adecuado para el análisis estructural.

Estructura simple a fin de esperar un comportamiento previsible.

Buenas prácticas ingenieriles y óptimas prácticas constructivas, se refiere a que los métodos y estándares de ingeniería sean aplicados a través del ciclo de vida de un proyecto para entregar soluciones apropiadas y efectivas en costo.

Procurar que las características en el modelamiento estructural se asemejen a las del edificio. De esto depende, en gran parte, el éxito del análisis y diseño estructural.

Evitar discontinuidades tanto horizontales como verticales.

Se recomienda el uso de bastones de acero en las zonas críticas.

Se recomienda la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una adecuada combinación de elementos rígidos y flexibles hasta donde la arquitectura lo permita.



## VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre Gago, G. (2017), *Estudio de la Influencia en la Resistencia y Ductilidad de las Fibras de carbono Utilizadas Como Reforzamiento de Vigas de Concreto Armado*. Recuperado de:  
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/9254>.

American Concrete Institute, (2011), *Requisito de Reglamento Para Concreto Estructural ACI 318-11*. USA.

Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000, (2014), *Instituto de la Construcción y Gerencia Fondo Editorial ICG. PT-19*.

Blanco Blasco, A. (1992), *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Capítulo de Ingeniería Civil CIP.

Calavera, J. (1989). *Muros De Contención y Muros De Sótano*. Madrid: INTEMAC,

Chopra, A. (1995). *Dynamics of structures*. New Jersey.

Fernández Chea, A. (2000). *Análisis y Diseño de Escaleras*. Lima: ciencias de la UNI.

Gavilanes Tamayo, A. (2014-2015), *Análisis de la red sísmica del Ecuador y la información que proporciona para el diseño sismo resistente de estructuras*. Recuperado de:  
<http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/bitstream/123456789/15177/1/Tesis%20920%20-%20Gavilanes%20Tamayo%20%C3%81lvaro%20Sebasti%C3%A1n.pdf>

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Hernández Samperi, R. & Collado, C. y Baptista, P. (2010). *Metodología de la investigación. (4ta. ed.)*. México: McGrawHill Interamericana de México

Ley N° 26905 / D.S. N° 017-98- ED, *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Setiembre (2009), Normas legales, Hecho el depósito legal en la biblioteca nacional del Perú N° 2009-02342.

Morales Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*. Lima: ICG.

## **AGRADECIMIENTOS**

Ante todo a nuestro Redentor Cristo que nos ha dado la fortaleza necesaria para continuar y terminar con este reto; la cual nos da mucha satisfacción; a nuestros familiares por la paciencia; ya que le quitamos mucho de nuestro tiempo para ellos y emprendernos como profesionales, a nuestros asesores por su aporte ingenieril, a nuestros coasesores, a la casa estudiantil universitaria por acogernos y creer en nosotros. A las personas que de una u otra forma nos han apoyado.

Sabemos que Nuestro Padre celestial no habita en cuatro paredes; sin embargo los fieles en su aspiración de dar lo mejor al que vive por siempre y para siempre; se destacan en dar lo mejor a los hermanos en la fé. La Iglesia del Nazareno sede Urb. Popular Nueva Sullana, gracias por confiar en nosotros y ser parte de tan noble labor

En primer lugar a Dios, por bendecirme y cuidarme a lo largo de mi vida, permitiéndome completar mi formación académica con buena salud para poder empezar a desarrollarme como futuro profesional.

A mi madre, por ser mi guía y encaminarme por el sendero correcto en todos los aspectos de mi formación, inculcando valores y educación en el hogar, que han sido la base para ser la persona que hoy en día soy.

A mi familia, por ser parte importante en mi vida y mi motivación para sobresalir como estudiante, y por brindarme su apoyo dentro y fuera de mi formación académica.

## **ANEXOS Y APÉNDICE**

## **ANEXO N° 1: PANEL FOTOGRÁFICO**

Ilustración 1  
***Excavaciones en Terreno de Propuesta Estructural***



Ilustración 2  
***Calicata 01***



Ilustración 3  
***Calicata 02***

